



This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

- + *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.
- + *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.
- + *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.
- + *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at <http://books.google.com/>



A propos de ce livre

Ceci est une copie numérique d'un ouvrage conservé depuis des générations dans les rayonnages d'une bibliothèque avant d'être numérisé avec précaution par Google dans le cadre d'un projet visant à permettre aux internautes de découvrir l'ensemble du patrimoine littéraire mondial en ligne.

Ce livre étant relativement ancien, il n'est plus protégé par la loi sur les droits d'auteur et appartient à présent au domaine public. L'expression "appartenir au domaine public" signifie que le livre en question n'a jamais été soumis aux droits d'auteur ou que ses droits légaux sont arrivés à expiration. Les conditions requises pour qu'un livre tombe dans le domaine public peuvent varier d'un pays à l'autre. Les livres libres de droit sont autant de liens avec le passé. Ils sont les témoins de la richesse de notre histoire, de notre patrimoine culturel et de la connaissance humaine et sont trop souvent difficilement accessibles au public.

Les notes de bas de page et autres annotations en marge du texte présentes dans le volume original sont reprises dans ce fichier, comme un souvenir du long chemin parcouru par l'ouvrage depuis la maison d'édition en passant par la bibliothèque pour finalement se retrouver entre vos mains.

Consignes d'utilisation

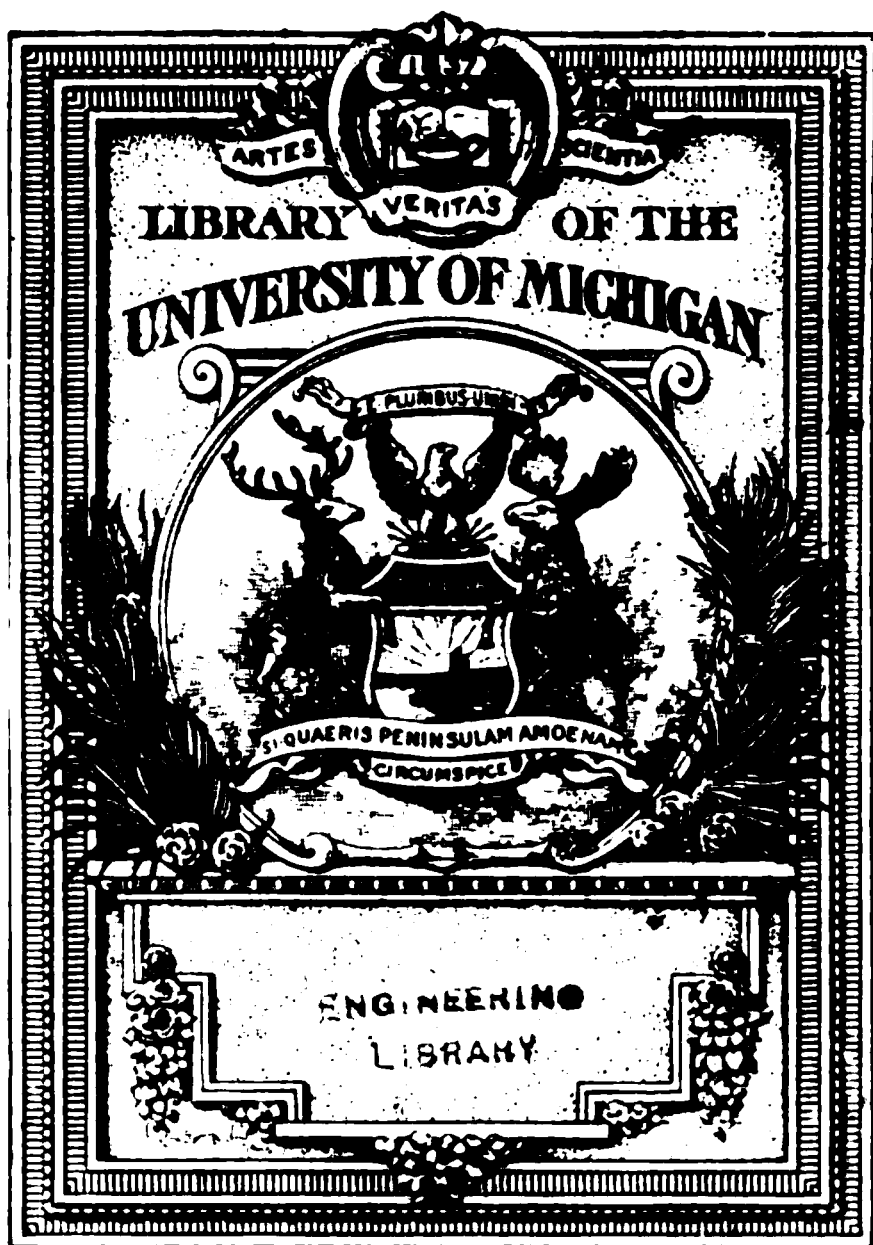
Google est fier de travailler en partenariat avec des bibliothèques à la numérisation des ouvrages appartenant au domaine public et de les rendre ainsi accessibles à tous. Ces livres sont en effet la propriété de tous et de toutes et nous sommes tout simplement les gardiens de ce patrimoine. Il s'agit toutefois d'un projet coûteux. Par conséquent et en vue de poursuivre la diffusion de ces ressources inépuisables, nous avons pris les dispositions nécessaires afin de prévenir les éventuels abus auxquels pourraient se livrer des sites marchands tiers, notamment en instaurant des contraintes techniques relatives aux requêtes automatisées.

Nous vous demandons également de:

- + *Ne pas utiliser les fichiers à des fins commerciales* Nous avons conçu le programme Google Recherche de Livres à l'usage des particuliers. Nous vous demandons donc d'utiliser uniquement ces fichiers à des fins personnelles. Ils ne sauraient en effet être employés dans un quelconque but commercial.
- + *Ne pas procéder à des requêtes automatisées* N'envoyez aucune requête automatisée quelle qu'elle soit au système Google. Si vous effectuez des recherches concernant les logiciels de traduction, la reconnaissance optique de caractères ou tout autre domaine nécessitant de disposer d'importantes quantités de texte, n'hésitez pas à nous contacter. Nous encourageons pour la réalisation de ce type de travaux l'utilisation des ouvrages et documents appartenant au domaine public et serions heureux de vous être utile.
- + *Ne pas supprimer l'attribution* Le filigrane Google contenu dans chaque fichier est indispensable pour informer les internautes de notre projet et leur permettre d'accéder à davantage de documents par l'intermédiaire du Programme Google Recherche de Livres. Ne le supprimez en aucun cas.
- + *Rester dans la légalité* Quelle que soit l'utilisation que vous comptez faire des fichiers, n'oubliez pas qu'il est de votre responsabilité de veiller à respecter la loi. Si un ouvrage appartient au domaine public américain, n'en déduisez pas pour autant qu'il en va de même dans les autres pays. La durée légale des droits d'auteur d'un livre varie d'un pays à l'autre. Nous ne sommes donc pas en mesure de répertorier les ouvrages dont l'utilisation est autorisée et ceux dont elle ne l'est pas. Ne croyez pas que le simple fait d'afficher un livre sur Google Recherche de Livres signifie que celui-ci peut être utilisé de quelque façon que ce soit dans le monde entier. La condamnation à laquelle vous vous exposeriez en cas de violation des droits d'auteur peut être sévère.

À propos du service Google Recherche de Livres

En favorisant la recherche et l'accès à un nombre croissant de livres disponibles dans de nombreuses langues, dont le français, Google souhaite contribuer à promouvoir la diversité culturelle grâce à Google Recherche de Livres. En effet, le Programme Google Recherche de Livres permet aux internautes de découvrir le patrimoine littéraire mondial, tout en aidant les auteurs et les éditeurs à élargir leur public. Vous pouvez effectuer des recherches en ligne dans le texte intégral de cet ouvrage à l'adresse <http://books.google.com>



~~XXXXXXXXXX~~
~~XXXXXXXXXX~~
~~XXXXXXXXXX~~
~~XXXXXXXXXX~~

TA
2
AG
no. 53
pt. 1

ANNALES
DES
PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

6^e SÉRIE
TOME VI

1883
2^e SEMESTRE

-
A. L. GUILLOT

tes, 7

-

ANNALES
DES
PONTS ET CHAUSSÉES.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

RELATIF

A L'ART DES CONSTRUCTIONS

ET AU SERVICE DE L'INGÉNIEUR

LOIS, DÉCRETS, ARRÊTÉS ET AUTRES ACTES

CONCERNANT

L'ADMINISTRATION DES PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

—
6^e SÉRIE

TOME VI

—
1883

2^e SEMESTRE

PARIS

DUNOD, ÉDITEUR

**LIBRAIRE DES CORPS DES PONTS ET CHAUSSÉES
DES MINES ET DES TÉLÉGRAPHES**

Quai des Augustins, n^o 49



.

.

,

,

ANNALES
DES
PONTS ET CHAUSSEES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

RELATIFS

A L'ART DES CONSTRUCTIONS

ET AU SERVICE DE L'INGÉNIEUR.

N° 37

NOTE

CONCERNANT LE TYPE D'ÉCLUSE ADOPTÉ POUR

LE CANAL DE L'ESCAUT A LA MEUSE,

Par M. QUINETTE DE ROCHEMONT,

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

Sur les voies navigables les plus fréquentées et les mieux organisées de France, un bateau ne met pas moins de seize à vingt minutes pour traverser une écluse et, dans bien des circonstances, ce délai est dépassé.

Au moment où le Gouvernement se préoccupe de l'établissement de tout un réseau de voies navigables, il importe de se bien pénétrer de l'idée que ces voies ne rendront tous

les services que l'on est en droit d'en attendre que si elles sont exécutées d'une manière rationnelle. Ce n'est qu'en supprimant les chômages et en facilitant l'exploitation que l'on obtiendra, dans les transports par eau, une régularité et une rapidité suffisantes pour mettre les canaux à même de faire une concurrence sérieuse aux chemins de fer, et de contribuer au développement du commerce et de l'industrie.

La durée du sasement, indépendamment qu'elle limite la fréquentation du canal, est du temps perdu pour la navigation. Aussi, est-il nécessaire de la réduire autant que possible. On y parviendra en modifiant les formes adoptées pour les écluses. Celles-ci laissent trop souvent à désirer, les dimensions transversales sont insuffisantes, le bateau fait alors piston; le mode de remplissage et de vidange est également vicieux et les ventelles sont trop petites.

En disposant convenablement les ouvrages, on peut arriver à écluser rapidement. Sur la Weaver et le canal Érié, cette opération s'effectue en cinq minutes.

C'est pour atteindre un résultat analogue qu'a été projeté le type d'écluse récemment adopté pour le canal de l'Escaut à la Meuse.

Dispositions générales. — Le canal conserve sa largeur en plafond jusqu'à l'écluse, qui est placée contre la rive de halage.

Conformément aux prescriptions de la loi du 5 août 1879, la largeur du sas est de 5^m,20 et la longueur utile de 38^m,50; mais le tirant d'eau est porté à 2^m,95 sur le busc d'amont et à 2^m,50 sur celui d'aval. Le radier se raccorde avec le plafond du canal au moyen de talus de 0^m,0375 de pente par mètre. La hauteur de chute est de 4 mètres.

Des portes à un vantail sont substituées aux portes busquées (*). La vidange et le remplissage du sas s'effectuent

(*) L'emploi des portes d'écluse à un seul vantail sur les canaux français n'a encore été admis par l'Administration supérieure que pour le canal de l'Es-

au moyen d'aqueducs longitudinaux placés dans les bajoyers et fermés par des vannes cylindriques de grand diamètre.

Enfin, l'on proposait l'emploi de la force hydraulique pour la manœuvre des portes et des ventelles. Il n'avait pas paru utile d'y recourir pour la traction des bateaux, le halage à travers l'écluse devant s'effectuer par les mêmes procédés que sur le canal. Mais, ayant d'admettre ce système d'une manière générale, M. le Ministre des Travaux Publics a prescrit d'effectuer un essai sur la première des écluses qui serait construite.

Abords de l'écluse. — Aux abords de l'écluse, le canal est d'ordinaire rétréci, de telle sorte que sa largeur en plafond se rapproche de celle du pertuis. Le bateau attendant son tour de passage est alors forcé de s'arrêter à une certaine distance de l'écluse, le plus souvent à 60 ou 70 mètres ; il reste à cet endroit jusqu'à ce que le bateau sortant soit dégagé.

Avant d'entrer dans l'écluse, le bateau doit parcourir cette distance de 60 à 70 mètres dans un chenal dont la section se rétrécit de plus en plus. Cette réduction de la section occasionne un surcroît de résistance qui diminue la vitesse d'un dixième environ.

Pour faciliter l'entrée et la sortie, l'écluse est placée sur la rive où s'effectue le halage (Pl. 22. *fig.* 3). Il reste le long de l'autre berge un espace suffisant pour recevoir les bateaux qui attendent leur tour de passage. Cette disposition permet de soustraire ces bateaux à l'action des courants que la vidange et le remplissage déterminent dans le bief.

La position de l'écluse sur l'un des côtés du canal est particulièrement favorable pour effectuer le doublement du passage, si le développement du trafic rend ce travail utile.

cant à la Meuse, conformément à une délibération en date du 13 novembre 1882 du Conseil général des Ponts et Chaussées, dans laquelle le nouveau système de vantail unique n'a réuni qu'une faible majorité. (Note du secrétariat.)

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

ute. — La multiplicité des écluses est r pour la navigation ; elle entraîne des tes de temps considérables et empêche ploi de systèmes de halage perfectionnés. l'en diminuer le nombre en augmentant

des canaux de France, les hauteurs de nètres à 2^m,70 ; elles atteignent rarement ut tout avantage à dépasser cette limite tances locales le permettent. On a admis, chutes de 4 mètres. Cette hauteur n'a m en trouve, dès à présent, un certain s et on peut l'adopter dans bien des cas, de la navigation. Tout au plus pourrait-d'augmenter les pertes d'eau, mais cet rait avec les portes à un seul vantail.

1 nombre des écluses par l'augmentation te de chacune d'elles, accroît, dans de ns, la longueur des biefs. Elle diminue, rais de construction. L'économie dans les .1 p. 100, si l'on emploie des chutes u de 2^m,50.

rent du sas. — Le bateau, en pénétrant ile l'eau qui ne peut s'échapper que par oris entre la carène et l'écluse. Cette eau nce d'autant plus forte que la différence noindre. On avait pensé remédier à cet oyen d'aqueducs, appelés larrons, par rait l'eau. Mais, en fait, ces larrons ne ès imparfaitement leur destination, alors le grandes sections.

refoulement n'ayant pas réussi, il n'y a ablement efficace de faciliter l'entrée et aux : il consiste à augmenter la section e en l'élargissant ou en l'approfondissant.

L'élargissement donne lieu à une plus grande consommation d'eau. En outre, on peut craindre que les marinières n'en profitent pour augmenter la largeur de leurs bateaux; s'il en était ainsi, comme tout permet de le supposer, la situation actuelle ne tarderait pas à se représenter pour le passage aux écluses et, de plus, le canal, avec une largeur de 11 mètres en plafond, pourrait se trouver trop étroit pour permettre le croisement facile des bateaux ainsi élargis.

On a alors préféré descendre le radier; l'approfondissement sur le busc d'aval est de 0^m,50, mais sur le busc amont, on a conservé la hauteur de 2^m,95, afin de diminuer la hauteur du mur de chute.

Le bateau, pour se mouvoir dans un canal de section S avec une vitesse V , exige un effort E donné par la relation

$$E = KSV^2$$

K étant un coefficient que l'on peut estimer à 22 pour les péniches naviguant sur les canaux du Nord.

Lorsque le bateau pénètre dans l'écluse, l'eau s'écoule autour de la carène avec une vitesse U , le frottement par unité de surface est $1000 \beta U^2$ (DE LAGRENÉ, tome III, pages 138 et 139).

Le bateau avançant d'une quantité x , le frottement est $1000 \beta U^2 p x$, p étant le périmètre mouillé, périmètre qui comprend celui de l'écluse et celui du bateau. Pour un nouvel avancement dx , le travail élémentaire est $1000 \beta U^2 p x dx$; le travail total pour la longueur L , dont le bateau doit pénétrer dans l'écluse, est alors $\int_0^L 1000 \beta U^2 p x dx = 1000 \beta U^2 p \frac{L^2}{2}$.

L'effort pour halier le bateau est donc :

$$(a) E = KSV^2 + 1000 \beta U^2 p \frac{L^2}{2}.$$

3 ET DOCUMENTS.

ips que le bateau met pour entrer
ent de l'eau comprise entre les
du bateau, on a les deux rela-

$$VT \text{ et } VS = Us,$$

$$\frac{L}{T} \text{ et } U = \frac{VS}{s}$$

r dans l'équation (a), on obtient,
leur commun :

$$(S + 1000 \beta \frac{S^2}{s^2} p \frac{L^2}{2})$$

$$(S + 1000 \beta \frac{S^2}{s^2} p \frac{L^2}{2})$$

$$\overline{(KS + 1000 \beta \frac{S^2}{s^2} p \frac{L^2}{2})}$$

les résultats qui concordent bien
effet, elle donne pour la durée de
use de Saint-Quentin 2^m, 3^e et l'ob-

es bateaux dans l'écluse type pro-
de la formule précédente, devra
1^m, 7^e et par l'amont en 1^m, 37^e.

age du sas. — La vidange et le
uent d'ordinaire avec une certaine
ueducs sont souvent insuffisants
grands, on n'ose, dans la crainte
lèvement au début de l'opération.
que par l'une des extrémités de
difficulté, gagner l'autre bout du
courant longitudinal qui fait aller

le bateau de l'avant et de l'arrière et qui risque de le jeter sur les portes ou sur le mur de chute.

Pour empêcher cet accident de se produire, on embraque, ou on file les amarres au fur et à mesure que le bateau monte ou descend. De plus, lorsque la chute est un peu forte, il y a à craindre que l'eau provenant du bief d'amont ne tombe sur l'avant du bateau montant; on n'ouvre alors que partiellement les ventelles, jusqu'au moment où le pont atteint un niveau supérieur à celui de ces orifices. Parfois même on les masque au moyen d'écrans.

L'introduction de l'eau par un aqueduc débouchant à travers le mur de chute donne encore lieu à plusieurs de ces objections.

Tous ces inconvénients sont évités par l'emploi d'aqueducs longitudinaux établis dans les bajoyers et débouchant en divers points du sas. Ces aqueducs (Pl. 22. *fig. 4*) vont du bief d'amont au bief d'aval et communiquent avec le sas en quatre points. Deux vannes, placées à chacune des extrémités, suffisent pour permettre ou arrêter l'écoulement de l'eau par tous les orifices situés d'un même côté de l'écluse.

Il ne se produit pas alors de courants dans le sas, le bateau n'est soumis à aucune action dans le sens longitudinal; il est seulement animé d'un mouvement vertical ascendant ou descendant assez lent, quelle que soit la rapidité du remplissage ou de la vidange.

Les aqueducs débouchent dans le sas par des orifices de 0^m,80 de largeur sur 0^m,70 de hauteur, de sorte que la tranche d'eau qui s'écoule passe toujours au-dessous du fond du bateau, sans jamais frapper les parois verticales.

Pour tirer tout le parti convenable de ce système, l'ouverture et la fermeture des aqueducs, dont la section est de 1^m,75, doivent se faire rapidement. On obtient ce résultat d'une manière satisfaisante en employant des vannes cylindriques.

Ces vannes se composent d'un tube en tôle dépassant à la partie supérieure le niveau de l'eau dans le bief d'amont et se mouvant verticalement dans un puits dans lequel débouche la conduite d'amenée des eaux (Pl. 22. fig. 9). Munies à leur partie inférieure d'un rebord en fonte, elles reposent sur une bande en caoutchouc et entourent un orifice circulaire de 1^m,55 de diamètre, orifice qui communique avec l'aval. Il suffit alors de soulever le tube d'une faible hauteur pour donner l'écoulement à un grand volume d'eau.

Avec ce système, il n'y a presque pas de frottement, et la force nécessaire pour lever les vannes peut être réduite par adjonction de contre-poids qui l'équilibrent. On conserve toutefois à la vanne un excès de poids d'environ 300 kilogrammes pour assurer le contact hermétique et pour lui permettre de descendre seule quand elle est abandonnée à elle-même.

Les vannes employées ont 1^m,65 de diamètre, elles sont formées de tôles de 0^m,005 d'épaisseur, renforcées par des arcs à T; elles sont guidées dans leur mouvement vertical, qui n'est que de 0^m,365, par une tige placée au centre, laquelle traverse un collier fixe.

Avec les dimensions indiquées, la vidange et le remplissage s'effectueront en un temps très court qui peut être calculé au moyen de la formule :

$$T = 2 \frac{\Omega}{\omega} \sqrt{\frac{clH}{r}}$$

Ω étant la section horizontale du sas,

ω — de l'un des aqueducs,

l — la longueur des aqueducs,

r — le rayon moyen de la section des aqueducs,

H — la hauteur de chute de l'écluse,

c — un coefficient égal à 0^m,001.

La durée de l'opération sera de $2^{\text{m}}, 2^{\text{s}}$; elle sera moins longue qu'aux écluses de Saint-Quentin et du Moulin-Brûlé, qui n'ont cependant que $2^{\text{m}}, 57$ et $2^{\text{m}}, 17$ de chute. Avec les systèmes en usage, le remplissage ou la vidange ne demanderait pas moins de 5 à 6 minutes.

L'ascension ou la descente du bateau s'effectuera cependant avec assez de lenteur pour que l'on n'ait à redouter aucun accident. La vitesse moyenne ne sera que de $0^{\text{m}}, 033$ à la seconde, et elle tombera à $0^{\text{m}}, 015$ pendant les 30 dernières secondes, alors que la dénivellation sera inférieure à $0^{\text{m}}, 50$.

On restera d'ailleurs toujours libre d'augmenter la durée du remplissage ou de la vidange et de diminuer, par suite, la vitesse verticale du bateau en n'ouvrant que partiellement les vannes.

L'établissement des aqueducs longitudinaux dans les bajoyers n'augmente pas la largeur qu'il est nécessaire de leur donner pour une hauteur de $7^{\text{m}}, 20$.

Portes à un vantail. — Le vantail unique est de manœuvre plus facile que les portes busquées, il ne présente pas les mêmes causes de fatigue et de destruction; en outre, il laisse perdre moins d'eau.

Un seul homme est affecté à chacune des écluses de navigation; l'une des portes est alors manœuvrée par un auxiliaire, généralement le conducteur des chevaux de halage, quelquefois l'un des mariniers. Cette pratique est vicieuse; elle fait intervenir un étranger qui souvent agit brutalement et, presque toujours, ne prend pas les précautions suffisantes. La maladresse ou le défaut d'entente avec l'éclusier occasionnent de nombreuses pertes de temps et soumettent les portes à des efforts qui leur sont préjudiciables.

Les deux vantaux doivent être fermés simultanément, de manière à arriver ensemble à leur place, autrement, l'un d'eux dépasse la position qu'il devrait occuper, tandis

ANNALES ET DOCUMENTS.

en arrière. Lorsqu'ils sont en charge, ils se déforment et fatiguent; ces torsions successives répétées finissent par entraîner une déformation, une usure rapide et des pertes d'eau.

Les portes busquées ne réclament pas seulement de la manœuvre journalière, elles exigent une grande précaution dans la construction et la pose, ce qui fait souvent défaut dans la pratique. Si la porte est un peu grande, les vantaux s'arc-boutent et ne portent plus sur le busc. Si, au contraire, elle est trop courte, ils ne se joignent pas dans le bas de manière que les poteaux arrivent à leur plein haut.

La réparation ou la réparation d'une des portes busquées est une opération délicate, qui entraîne parfois l'arrêt de l'écluse et la prise d'un gabarit.

Le vantail n'a pas ces inconvénients. Il ne subit aucune réaction horizontale et, par conséquent, n'a besoin de s'appuyer sur les chardonnets; il est maintenu par la crapaudine et le busc. Il est fermé dans d'aussi bonnes conditions, qu'il soit un peu grande ou un peu faible. Le passage de la porte s'effectue en quelques heures et sans encombre; la circulation est à peine interrompue quelques instants.

Les fuites sont atténuées dans une notable mesure, la pente étant directement appliquée par le busc contre le cadre plan formé par le busc et les poteaux verticales. Cette plus grande étanchéité diminue les pertes par l'aval et réduit la durée du passage du courant dans l'écluse. En outre, la manœuvre, l'alimentation, que l'on règle suivant les besoins, sans avoir à redouter d'augmenter la dépense en pure perte.

Le vantail unique se manœuvre sans que l'éclusier ait à combiner ses mouvements avec ceux d'un autre ouvrier; il en résulte une certaine facilité de travail. Ses dimensions sont analogues ou même inférieures à celles de l'un des vantaux des portes busquées des écluses établies sur la Saône, la Meuse belge, etc., ainsi que le fait voir le tableau suivant :

ÉCLUSE.	VANTAIL.	
	LARGEUR.	SURFACE immergée.
	m.	m.
Escaut à la Meuse, porte amont.	5,80	17,15
— — — aval. .	5,80	15,43
Saône.	8,70	17,40
Meuse belge.	6,78	16,95
Érié.	6,70	18,56
Haute-Seine.	6,83	21,86
Ablon.	6,50	13,99

Dans le type admis pour le canal de l'Escaut à la Meuse, la largeur du vantail unique est moindre que celle des autres portes citées, bien que la surface immergée soit à peu près la même : les conditions sont donc plutôt favorables. L'ouverture et la fermeture du vantail unique pourront alors facilement s'effectuer au moyen d'un arc denté et d'un treuil semblables à ceux en usage sur les voies navigables qui viennent d'être indiquées.

Le vantail unique offre une surface bien moindre que les portes busquées, et sa construction est relativement légère. Les entretoises ne résistent qu'à la charge correspondant à la hauteur d'eau retenue, tandis que dans les portes busquées, par suite de leur réaction mutuelle, les entretoises sont soumises à un effort de moitié plus considérable. Le vantail unique est alors notablement plus économique de construction, mais il a le désavantage de nécessiter l'allongement de l'écluse de près de six mètres.

le dépense, lors de la construction, est éclose; mais on réalise, par contre, une francs à chaque remplacement successif. donc admettre que l'adoption du vantail en réalité, aucun supplément de dépense. vantaux pour la fermeture des écluses t pour but de réduire les dimensions des suite, d'en faciliter l'établissement. Mais, progrès survenus dans l'art des construc- tenu d'être dorénavant aussi réservé à ait autrefois.

1 trouve des portes à un vantail sur les de l'Ourcq (pertuis de 2^m,70 et de 3 mè- ée sur l'Aa, près de Saint-Omer (pertuis le canal Érié (pertuis de 5^m,80). Enfin, présente cette disposition l'ont fait récem- le service des ports maritimes de la Seine- portes de 16 mètres de largeur.

en fer galvanisé, afin d'éviter la rouille. Le ction est le même que celui des portes du 1. Les vannes, toutefois, ont été suppri- ancœuvres d'eau devant s'effectuer par les naux.

utiliques. — Les appareils hydrauliques nent du type d'écluse, mais ils ne sont e nécessaire ni même directe des dispo- tamment de l'adoption des portes à un pareils facilitent la tâche de l'éclusier, ces en réduisant à presque rien le travail mettent de mieux voir et de surveiller ce qui se passe dans l'écluse et aux onnent plus de temps pour s'occuper de trative et statistique qui lui incombe. Ils ention d'aides-éclusiers, toujours néces- navigables très-fréquentées.

Moteur. Accumulateur. — Dans le projet approuvé par l'Administration, l'accumulateur servait lui-même de moteur ; à cet effet, la bêche qui surmontait le piston et comprimait l'eau dans le cylindre était chargée avec de l'eau prise dans le bief d'amont quand elle était au haut de sa course, et vidée lorsqu'elle arrivait en bas. La remontée s'effectuait sous l'action de contre-poids qui soulevaient la bêche et le piston plongeur. Pendant ce temps, de l'eau provenant d'un réservoir pénétrait dans la presse.

L'introduction et la vidange de l'eau se faisaient automatiquement au moyen de soupapes. L'appareil se chargeait et se déchargeait de lui-même, sans l'intervention de qui que ce soit et sans entraîner de dépense. Il était toujours prêt à fonctionner, sauf pendant les quelques instants durant lesquels s'effectuaient la remontée de la bêche et son remplissage.

Cette disposition est celle que M. Clark a proposée pour l'accumulateur de l'ascenseur des Fontinettes. M. l'Ingénieur en chef Flamant a pensé à la compléter en ayant deux accumulateurs semblables, de telle sorte que chacun d'eux entrât en action aussitôt que l'autre arrivait au bas de sa course. Pour atteindre ce résultat, il suffisait que la bêche montante, tout en recevant immédiatement après son ascension la plus grande partie de sa charge, n'achevât de se remplir que pendant les premiers moments de la descente.

Une double soupape, fort ingénieusement établie et dont le détail avait été combiné par la compagnie de Fives-Lille, n'introduisait d'abord dans la bêche de l'accumulateur arrivant au haut de sa course que la charge correspondant à une pression de 17 kilogrammes. Le complément nécessaire pour porter la pression à 18 kilogrammes n'arrivait que dans les premiers moments de la descente de cette bêche, alors que l'autre, étant au bas de sa course, achevait de se vider et commençait à remonter.

On disposait ainsi d'une action continue en maintenant

NÉMOIRES ET DOCUMENTS.

sa course l'appareil ne transmettant que es, jusqu'au moment où l'accumulateur en en bas et en vidange, ne transmettait plus on moindre. La pression sur les pistons était de 17 à 18 kilogrammes.

me comprenait un certain nombre de sou-réglage de quelques-unes d'entre elles ne ie d'être assez délicat. Aussi, au moment tivement les dispositions des appareils hydrau-oyer pour les essais autorisés par l'Adminis-paru nécessaire d'étudier à nouveau le ter. La comparaison faite entre divers sys-é qu'il serait préférable de recourir à l'emploi ulantes à simple effet, actionnées par une le et comprimant de l'eau dans un accumu-e.

est plus simple d'installation, plus sûr de t et moins cher d'établissement que celui admis d'abord; c'est celui qui est proposé définitive. Les appareils de manœuvre des vannes, au contraire, restent tels qu'ils ont ient établis.

des portes. — L'appareil pour la manœuvre compose d'un cylindre oscillant à double e de la tige du piston sur la porte est dis-ière à servir d'appui à l'extrémité de ladite aettre de régler la hauteur de celle-ci, dans rte viendrait à prendre du nez.

ttache de la tige décrit un arc de cercle de on. Mais, comme le piston agit dans le sens e l'arc, la longueur du bras de levier se au départ et à la fin de la course à 0^m,847. uiner les dimensions du cylindre, on a sup-verture de la porte exigerait un effort de es, appliqué en son milieu. L'effort maximum

serait alors de 680 kilogrammes quand la longueur du bras de levier serait réduite à 0^m,847.

L'eau sous pression agit d'une manière continue dans la partie annulaire comprise entre la tête du piston et la paroi du cylindre; elle tend à ramener la porte dans son enclave. Pour donner au vantail le mouvement alternatif de va-et-vient, on introduit l'eau comprimée sous la tête du piston ou on la fait évacuer. Par suite, lorsque la porte est fermée et qu'elle se trouve chargée, on peut retirer la pression sous le piston; la porte s'ouvrira d'elle-même dès que les eaux se nivelleront de l'amont à l'aval. Toute perte de temps sera ainsi évitée pour la mise en chambre qui s'effectuera en vingt-deux secondes. Le volume d'eau dépensé par course du piston sera de 6^l,49.

Manœuvre des vannes. — L'appareil qui sert à manœuvrer les vannes est à simple effet; il se compose d'une petite presse hydraulique et de deux poulies montées sur un arbre. En un point de l'une de ces poulies est fixée l'extrémité d'une chaîne de galle dont l'autre bout est maillé sur la tête de la tige du piston. La seconde poulie supporte une chaîne soutenant d'un côté la vanne et de l'autre le contre-poids qui l'équilibre en partie.

Lorsque l'eau sous pression est introduite dans le cylindre, le piston se meut en tirant la chaîne de galle, l'arbre tourne en entraînant la seconde poulie, de telle sorte que la vanne est soulevée. Quand, au contraire, la pression cesse d'agir et que le cylindre est mis en communication avec les conduits de retour, l'excès de poids de la vanne sur celui du contre-poids suffit pour la faire retomber sur son siège, en ramenant en arrière le piston de la presse hydraulique.

L'effort à développer pour le soulèvement de la vanne est de 300 kilogrammes; l'effort sur le piston est porté à 545 kilogrammes à cause du rapport des diamètres des deux poulies de l'appareil de manœuvre.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

de d'eau dépensé pour lever chacune des vannes 29, soit de 2¹,58, pour les deux vannes devant ensemble.

rendre absolument simultanés les mouvements vannes situées à l'aval ou à l'amont de l'écluse, on et l'évacuation de l'eau sous pression se font médiaire d'un seul et même appareil de distri-

ions particulières. *Tuyauterie.* — Tous les ont établis dans des chambres, de telle sorte nt aucune saillie au-dessus du niveau des dallas-terre-pleins, du moment que l'on a enlevé les lefs de manœuvre des organes de distribution. cés sur le bajoyer qui n'est pas utilisé pour le cette façon la circulation se trouve dégagée de e.

d'eau consommée par éclusée. — Le volume mmée par une éclusée simple ne sera que
 16¹,56

voir :

a fermeture des portes.	6,49
e remplissage ou la vidange du sas	
de des deux vannes).	2,58
ouverture des portes.	6,49

et sassement. — Avec les dispositions projetées, d'un bateau à travers l'écluse ne paraît pas r au delà de. 9^m,30^{*}

voir :

'approche du bateau.	1,30
entrée du bateau.	2, 7
a fermeture des portes.	0,22
e remplissage ou la vidange du sas. 2, 2	
'ouverture des portes.	0,22
a sortie du bateau.	1,37
éloignement du bateau.	1,30

Le sasement s'effectuera donc deux fois plus rapidement que dans les écluses du type ordinaire; par suite, la capacité de fréquentation du canal sera doublée.

Mais les bateaux ne gagneront pas seulement les dix minutes dont la durée de l'éclusée sera réduite; avec le peu de temps que prendra dorénavant cette opération, ils ne seront plus exposés à attendre aussi longtemps leur tour de passage, et ils pourront presque toujours pénétrer dans l'écluse dès le moment de leur arrivée. Sur les canaux très fréquentés, l'économie de temps qui résultera de ce fait ne sera pas moindre que celle due à la rapidité du sasement.

Le type admis aura donc pour effet d'économiser vingt minutes environ à chaque bateau par traversée d'écluse.

Dépenses. — Les frais de construction s'estiment ainsi:

Écluse.	93 051 fr.
Portes.	10 289
Épuisements, somme à valoir.	11 960

La dépense totale est de. 115 300 fr.

Une écluse de même chute, établie dans les conditions ordinaires, coûterait. 105 000

La différence est de. 103 00 fr.

Les diverses causes d'augmentation sont les suivantes

Élargissement du canal aux abords de l'écluse.	3 800 fr.
Portes à un vantail.	1 000
Aqueducs de remplissage et de vidange.	5 500

Total égal. 10 300 fr.

L'adoption des appareils hydrauliques entraînerait, en outre, une dépense de 14 700 francs. L'annuité correspondant à cette somme est de 882 francs, si l'on compte l'intérêt et l'amortissement à 6 p. 100; elle est inférieure au montant des salaires des aides-éclusiers, que l'on ne

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

ter de prendre sur une voie navigable aussi fréquente le sera le canal de l'Escaut à la Meuse. Coût de dépenses qu'entraînera l'adoption du type, l'emploi de l'eau sous pression pour la manœuvre et des vannes, est donc de 25 000 francs. Il se n au point de vue économique, car il est moindre bénéfice que la navigation retirera des dispositions

, chacun des 5 300 bateaux que l'on estime devoir annuellement le canal gagnera vingt minutes à l'usage d'écluse. Le gain total par écluse sera alors de 1 458 francs, en estimant la dépense d'un bateau à 8',25, chiffre bien certainement au-dessous de la réalité. Or, 1 458 francs représentent l'intérêt de 18,3 p. 100, d'une somme de 25 000 francs. Il faut faire remarquer que le bénéfice pour la navigation sera d'autant plus grand que le développement de la navigation deviendra plus considérable.

. — Le type d'écluse admis pour le canal de l'Escaut à la Meuse et complété par l'emploi des appareils hydrauliques pour la manœuvre des portes et des vannes, aura donc de réduire de moitié la durée du sasement. La fréquentation du canal sera doublée; d'autant plus que les bateaux perdront moins de temps à attendre leur passage. Les transports gagneront alors en régularité et en célérité.

(N° 38)

NOTICE

SUR

LA CONSTRUCTION DES PONTS EN PERSE

Par M. DIEULAFOY, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Il n'est pas probable que les Persans aux époques où ils élevaient leurs monuments les plus remarquables aient été capables d'analyser scientifiquement les effets de la poussée des voûtes ou de se rendre compte par des épures de la répartition des forces dans une construction, ils acquirent néanmoins par une longue pratique aidée d'un instinct judicieux une telle habileté dans l'art de voûter les édifices qu'il y a lieu de soumettre à un examen sérieux les méthodes de construction propres à l'Iran. Je vais à cet effet décrire avec détail deux ponts relevés au cours de ma mission, dont les arches peuvent être présentées comme les types de toutes les voûtes en berceau, et je donnerai ensuite quelques renseignements sur les grands ouvrages d'art construits en Perse depuis la conquête musulmane. Mais avant de commencer cette étude, je dois faire connaître la constitution géologique du sol et les conditions spéciales dans lesquelles se sont trouvé placés les constructeurs par suite du manque absolu de bois de charpente.

La Perse est traversée du nord au sud par deux hautes chaînes de montagnes, l'Indo-Kouch et les monts Zagros.

Toutes les vallées comprise entre ces deux soulèvements ont été comblées antérieurement à l'époque quaternaire, de telle sorte que le sol de l'Iran est composé de vastes plateaux dont l'altitude moyenne dépasse 1 500 mètres et de montagnes noyées dans des alluvions au-dessus desquels elles s'élèvent brusquement comme un rocher émerge au-dessus des eaux. Aussi dans toute la Perse passe-t-on sans transition de plaines immenses s'étendant jusqu'au désert, au cœur de montagnes arides composées de sommets et de crêtes décharnées impropres à retenir les terres et ne portant naturellement aucune trace de végétation.

Quelle que soit l'abondance des pluies et des neiges tombées pendant l'hiver, l'eau s'écoule sans rencontrer d'obstacles sur les flancs escarpés des montagnes, et s'infiltre entre le sol et les rochers pour aller se perdre dans de profondes vallées souterraines.

On conçoit d'après cet exposé combien sont rares les eaux superficielles et combien il doit être difficile de faire prospérer des arbres dans une contrée naturellement sèche, brûlée par le soleil, où l'humidité de la terre n'est entretenue ni par les pluies d'été ou de printemps, ni même par les rosées.

Les Persans contraints à défaut de rivières, d'aller chercher dans les réservoirs souterrains les eaux nécessaires à la culture et à l'alimentation publique, les amenèrent à la surface du sol au moyen de galeries à faible pente longues souvent de plusieurs myriamètres. Malheureusement les eaux fournies par les *Kanots* (tel est le nom persan de ces aqueducs) sont peu abondantes et réservées pour les céréales, le tabac ou le coton.

Dans les jardins et seulement autour des centres d'habitation elles sont utilisées à la culture des légumes et des arbres fruitiers.

En arrivant en Perse, les premiers Aryens furent donc forcés pour recouvrir leurs demeures d'avoir recours aux

matériaux de terre, les seuls qu'ils pussent se procurer, dans un pays où le bois de construction et les plantes ligneuses elles-mêmes leur faisaient absolument défaut. Ils durent apprendre aussi à se passer de cintres et s'ingénierent par conséquent à construire des habitations closes et voûtées sans le secours de soutiens définitifs ou provisoires.

Ce problème paraît avoir été résolu dès une haute antiquité sous les formes les plus ingénieuses et les plus diverses. C'est ainsi que sous le règne de Darius ou des princes Achéménides, ses successeurs, les Iraniens, j'en rapporte les preuves, élevaient des coupoles sur pendentifs ayant près de quinze mètres de diamètre et trente mètres de hauteur, connaissaient la voûte en berceau et construisaient des édifices voûtés ayant les plus grandes analogies avec les nefs gothiques du XII^e siècle. Ces édifices étaient barbares d'aspect, mais contenaient le principe de tous les tracés de voûtes utilisées par les constructeurs bysantins et musulmans.

Il n'est pas besoin de faire remarquer que par suite du défaut de cintres, les Perses ne purent faire entrer la pierre dans le corps des voûtes. Aussi quoiqu'il existe sur toute l'étendue du royaume de superbes carrières de matériaux calcaires et de marbres, tous les monuments anciens, sauf les palais de Persépolis, sont-ils exécutés en briques carrées ou très exceptionnellement en dalles plates et minces taillées en forme de briques.

La seule distinction que l'on puisse établir entre les matériaux de construction provient de leur volume. Les plus anciennes briques retrouvées dans les antiques constructions de la Chaldée ont parfois de 0^m,40 à 0^m,50 de côté et jusqu'à 0^m,12 d'épaisseur. A Babylone sous le règne de Nabuchodonosor, à Suse sous le règne de Xerxès leurs dimensions atteignent encore 0^m,34 sur 0^m,07. Dans les édifices construits du premier au sixième siècle de notre

ère on emploie des briques dont le côté mesure 0^m, 30 et l'épaisseur 0^m, 06. Après l'invasion musulmane et lorsque les architectes prirent l'habitude de faire entrer ces matériaux dans la composition de mosaïques très délicates, leurs dimensions s'abaissèrent à 0^m, 175 sur 0^m, 03 ; mais à dater de cette époque leur volume s'accrut de nouveau. Aujourd'hui les briques fabriquées à Téhéran et Ispahan ont en moyenne 0^m, 25 de côté et 0^m, 048 d'épaisseur. Les règles que je viens de donner ne sont pas invariables et il ne faudrait pas espérer apprécier au double décimètre l'âge d'un monument ; dans les maçonneries des grands ouvrages d'art, notamment, les briques employées ont toujours été plus volumineuses que celles utilisées dans la construction des palais ou des édifices religieux.

PONT-ROUGE (*Krast-Nemoust*). (Pl. 18, *fig.* 1, 2, 3, 4). — Le plus ancien des deux ponts que je vais décrire est aussi le premier que l'on rencontre en se rendant en Perse par la route de Tiflis à Tauris. Il est situé dans les provinces annexées à la Russie à la suite du traité de Turk-mantchaï, on le désigne en Russie sous le nom de Krast-Nemoust (Pont-Rouge).

Ce pont, si on s'en rapporte à la forme des arches et à certains détails de construction, doit avoir été bâti au milieu du XI^e siècle. Depuis cette époque il a été souvent restauré, cependant la tête amont exposée au sud-ouest a peu souffert et paraît avoir conservé son aspect primitif. C'est celle qui est représentée sur les planches jointes à cette note (Pl. 18, *fig.* 1).

Le Pont-Rouge se compose de quatre arches ogivales dissemblables. La plus grande a 29^m, 80 d'ouverture. La longueur totale de l'ouvrage est de 82^m, 60, sa largeur entre les têtes de 6^m, 94. Sauf les avant-becs construits en pierre, il est entièrement bâti en briques.

La courbe d'intrados de la grande arche est formée de deux arcs de cercle dont les centres sont situés au-dessous

de la ligne des naissances et à une distance de cette ligne égale au tiers de la montée de la voûte (Pl. 18, *fig.* 4). Si l'on divise hypothétiquement l'ouverture de l'ogive en 12 parties égales c'est de la 7^e et de la 9^e division comme centres que les arcs de cercle sont décrits. Les autres arches sont tracées plus simplement, les courbes de tête affectent la forme de l'ogive en tiers-point si usitée en France au XII^e siècle et à la même époque employée en Perse toutes les fois que la hauteur de la chaussée en permet l'usage. Dans le cas contraire elle est remplacée par des courbes brisées dont les centres se rapprochent jusqu'à atteindre une distance égale au sixième de l'ouverture totale. On ne retrouve dans aucun monument d'ogives plus surbaissées que cette dernière ou de plein cintre, les constructeurs aimant mieux utiliser un segment de l'ogive que d'avoir recours à une courbe dont la brisure au sommet n'eut pas été franchement accusée.

En examinant l'élévation et la coupe longitudinale (Pl. 18, *fig.* 1 et 4), on remarque tout d'abord dans la voûte deux parties bien distinctes. A la base, les briques sont posées en liaison et les joints se prolongent dans le massif des piles ou des culées. Au sommet la voûte paraît au contraire composée de quatre rouleaux bien distincts les uns des autres. La séparation des deux maçonneries se fait en un point qui divise la courbe d'intrados en deux parties égales et correspond à peu près au joint de rupture.

Dans le massif intérieur de la voûte, la disposition des maçonneries change de nouveau : ainsi qu'on peut le constater sur la coupe longitudinale, les briques composant les deux rouleaux intérieurs ne se présentent pas de champ comme sur les têtes, mais sont vues à plat. Les joints dans tous les cas, ne sont pas tracés, comme nous avons l'habitude de le faire, normalement à la courbe d'intrados. Les centres des ogives sont relevés sur la ligne

des naissances et deviennent des foyers vers lesquels convergent les directions de toutes les joints.

L'intérieur du pont est évidé au moyen de trois galeries (Pl. 18, *fig. 2*) longitudinales. Les voutains sont en plein cintre et contruits en briques maçonnées à plat dans des plans perpendiculaires aux axes.

Des dispositions qui viennent d'être décrites, les unes ont un caractère général, les autres au contraire résultent de la nature des matériaux et des conditions de leur emploi. C'est ainsi que la distinction faite entre les maçonneries placées au-dessus ou au-dessous du joint de rupture est indépendante de la forme de l'arche et du mode de construction, tandis que la position toute spéciale donnée aux briques des rouleaux inférieurs est une conséquence nécessaire de la suppression des cintres; dans tous les cas, les dispositions adoptées, on peut s'en convaincre facilement, sont essentiellement rationnelles.

Dans un arc maçonné, il existe au point de vue de l'action des forces deux parties bien distinctes. Du sommet à un point des reins variant suivant la forme de la voûte, les claveaux poussent au vide et ne se tiennent en équilibre que grâce à la résistance des appuis. De ce même point aux naissances, les maçonneries contribuent par leur poids à consolider les culées. Il était donc logique de rendre solidaires toutes les maçonneries concourant à la stabilité de la voûte et de tâcher de régulariser la répartition des poussées dans les parties supérieures des voûtes en les composant de rouleaux de briques indépendants les uns des autres.

Bien avant les Musulmans, les Sassanides, leurs maîtres dans l'art de bâtir, avaient établi dans la maçonnerie des arcs voûtés les mêmes distinctions. On voit par exemple dans le Tag Eïvan que j'ai découvert en Susiane, dans le Tag Khesra (Pl. 18, *fig. 4*), construits tous deux dans les premiers siècles de notre ère, des berceaux affectant en

coupe la forme d'une ellipse dont le grand axe serait vertical, montés par assises horizontales jusqu'à un point correspondant à la moitié du grand axe de l'ellipse tandis que de ce point au sommet les matériaux sont disposés suivant des rouleaux concentriques à la courbe d'intrados et les joints suivant les normales à la douelle.

Il est intéressant de retrouver dans la construction de ces monuments une application fort ancienne de la théorie des encorbellements et des tas de charge dont les architectes occidentaux firent au moyen âge un si fréquent usage.

Au VIII^e siècle les Iraniens ayant substitué à l'ellipse les arcs brisés plus faciles à tracer et plus avantageux à beaucoup d'autres point de vue que les courbes continues surhaussées, renoncèrent, en adoptant des arcs dont la courbure aux naissances était prononcée, à construire en encorbellement les parties inférieures des voûtes, mais ils conservèrent longtemps l'habitude de faire converger vers des centres fictifs placés au-dessus des centres géométriques les joints des voussoirs, ainsi qu'on peut le constater en examinant les arches du Pont-Rouge, et de comprendre dans un même massif les maçonneries, les culées et les naissances des voûtes.

Ce dernier mode de procéder est pratique et il y aurait peut-être avantage à l'adopter : dans quelques cas il conviendrait même de revenir franchement au principe sassanide en indiquant même sur les têtes la séparation des maçonneries susceptibles d'être invariablement liées aux maçonneries des tympans et les maçonneries de toutes les parties de l'arc qui poussent au vide ; il suffirait à cet effet de remonter les sommiers au-dessous du joint de rupture et dans le cas où l'arc de tête serait couronné d'une archivolt de la retourner horizontalement à son intersection avec la normale à l'intrados au joint de rupture. J'ai étudié dans ce sens, depuis mon retour de Perse, une arche de 55 mètres d'ouverture à jeter sur l'Agout au pas-

sage de la ligne de Montauban à Castres, et l'effet obtenu en élévation a été satisfaisant. Je conviens que tenter une première épreuve sur un pont de grande ouverture serait trop hardi, mais il me semble que l'accord de la théorie et de la pratique puisée dans l'étude d'anciens monuments est trop absolue pour qu'il n'y ait pas intérêt à faire quelques expériences sur des arches moins importantes toutefois que celle de l'Agout.

Je me suis prononcé sans hésitation sur le mérite de la méthode de construction qui vient d'être décrite, et qui consiste à lier au moyen de crocette ou de joints courbes les naissances des arches aux culées ; on ne peut être aussi affirmatif quand il s'agit de discuter les avantages ou les inconvénients que présente la construction des voûtes par rouleaux indépendants.

Dans tous les ponts construits en France depuis de longues années, les Ingénieurs s'efforcent d'établir une liaison intime entre tous les voussoirs et quelques-uns même dans l'expérience et la science desquels on peut avoir toute confiance, recommandent de tourner les voûtes sur toute leur épaisseur en exécutant cette partie du travail aussi rapidement que l'organisation du chantier le permet.

D'un autre côté, il est certain que les immenses salles voûtées exécutées en briques, par couches ou rouleaux distincts, par les Achéménides et les Sassanides telles que celles des palais de Firouzabad et du Tag Khesra (Pl. 19. fig. 4) ont résisté depuis de longs siècles aux atteintes du temps et aux tremblements de terre, et que les arches du Pont-Rouge et du pont de la Fille, bien que n'ayant jamais été entretenues, ne présentent aucune lézarde apparente. On peut aussi invoquer à l'appui de cette manière de procéder l'exemple des voûtes des bâtiments rustiques de la Perse exécutés en briques de terre crue. Ces voûtes ont parfois de 8 à 10 mètres de portée, sont surchargées d'un remblai de terre de 0^m, 50 à 0^m, 80 d'épaisseur et cependant ne

fléchissent en aucun point. Faute d'entretien leur existence est de courte durée, mais quand elles périssent on peut s'assurer qu'elles ne sont pas renversées mais se fondent ou s'émiettent suivant la saison.

La théorie dans une certaine mesure explique les résultats que je viens de citer. Quand on cherche à se rendre compte de la répartition des pressions dans la section transversale d'une voûte épaisse, on est toujours frappé de l'inégalité des efforts supportés suivant les normales à la douelle. Dans le voisinage des arêtes, certains voussoirs supportent par exemple une pression de 25 à 30 kilogrammes par centimètre carré à l'intrados alors que, sur le même joint, les mortiers de l'extrados travailleraient s'ils le pouvaient à l'extension. Il en serait tout autrement si la pression à la clef pouvait être également divisée entre un certain nombre d'anneaux superposés mais distincts. Les efforts transmis en chaque point s'écarteraient peu de la moyenne et l'on constituerait ainsi une voûte légère et résistante, exerçant sur les culées une pression d'autant moindre qu'elle serait moins massive.

Malheureusement nous ignorons comment se répartiraient entre tous les anneaux les pressions dues aux charges mortes et vives supportées par le pont. Les exemples que j'ai cités tendent bien à prouver que cette distribution s'établirait régulièrement, mais ils ne sont pas assez nombreux et n'ont pas subi la sanction d'une longue pratique pour être concluants. Toutefois deux ponts dont l'un en arc de cercle projetés dans ces conditions par M. l'Ingénieur Pugens sur le chemin de fer de Toulouse à Auch, se sont parfaitement comporté soit au décintrement, soit depuis l'ouverture de la ligne (*).

(*) Ces deux ouvrages sont le pont de la tranchée de Saint-Jean, passage supérieur de 18^m,712 d'ouverture et 4^m,33 de flèche dont la voûte en arc de cercle se compose deux rouleaux de brique de 0^m,40 chacun, maçonnés avec de la chaux de Saint-Astier. Le deuxième est un pont sur la Gimone de 33 mètres d'ouverture. La voûte est en anse de panier, elle est maçonnée avec du mortier de ciment.

Les Persans en construisant leurs voûtes par anneaux concentriques, n'avaient pas eu seulement en vue de résoudre une question d'équilibre statique, ils voulaient aussi diminuer les frais de cintrages. M. l'Ingénieur en chef Choisy a le premier appelé l'attention des Ingénieurs sur les procédés employés par les Byzantins pour voûter sans l'aide de supports provisoires les salles de leurs édifices, et il a donné à ce sujet des explications trop précises pour qu'il soit nécessaire d'en fournir de nouvelles, mais il est néanmoins intéressant de comparer aux monuments décrits par M. Choisy les ponts construits dans le pays même où les Byzantins vinrent puiser, sans doute, les secrets de leur art monumental.

Si l'on s'en rapporte aux renseignements fournis par l'étude du Krast-Nemoust et par l'examen des procédés de construction actuellement en usage, on peut reconstituer les phases que traversaient les grandes arches pendant leur exécution.

Jusqu'au point où cessent les maçonneries liées à celles de la culée et où commencent les rouleaux des arcs indépendants, il était inutile de se servir de cintres, mais à partir de ce point, faute d'un premier appui, il eût été impossible de pousser plus avant la construction.

On disposait donc sur une largeur de 1 mètre environ une sorte de charpente composée de bois nouveaux non équarris liés avec des cordes, et on jetait péniblement sur cet échafaudage, en n'utilisant comme ouvriers que des enfants, un premier arc maçonné : dès que ce premier support avait acquis une résistance suffisante pour porter de nouvelles maçonneries on exécutait le second anneau. De nos jours, quand les ouvriers ont mené à bien ce travail ils adressent à Dieu une prière de remerciement, estimant avec juste raison que toutes les difficultés sont vaincues. Maçons et manœuvres s'élancent alors sur la partie de voûte déjà exécutée et l'élargissent rapidement en juxtaposant aux maçon-

neries clavées des épaisseurs successives de briques posées à plat parallèlement aux plans des têtes. Ils procèdent ainsi de proche en proche et terminent la seconde tête au moyen du cintre déjà utilisé pour tourner le premier anneau : dans ce cas, ils travaillent en se tenant constamment sur la partie de l'arche terminée. Si par malheur la charpente vient à se rompre la vie des maçons n'est plus compromise.

Au-dessus de cette première voûte, qui constitue un véritable cintre permanent, les Persans tournent autant d'anneaux qu'ils le jugent nécessaire pour donner à l'ouvrage une solidité suffisante, mais alors au lieu de disposer les briques parallèlement aux têtes ils les maçonneront dans des plans perpendiculaires à cette dernière direction. L'habitude ou plutôt le besoin de construire en briques un cintrage préalable est tellement entré dans les habitudes que dans certaines contrées on a construit des ponts en pierre dont les voussoirs appareillés reposent sur un premier anneau de briques.

C'est à la nécessité de diminuer la force des cintres et la poussée sur les culées qu'il faut attribuer également la forme des courbes adoptées par les Persans depuis la plus haute antiquité.

L'ellipse abandonnée dès le VIII^e siècle fut d'abord remplacée par l'ogive à deux centres et cette voûsure elle-même par l'ogive à quatre centres dont l'usage devint général au XII^e siècle. Il ne pouvait en être autrement, car cette courbe dont la hauteur égale le demi-diamètre jouit de toutes les propriétés de l'ogive et de quelques-uns des avantages du plein cintre. On peut d'ailleurs la surbaissier à volonté et j'ai trouvé par exemple à Sultanieh, dans le mausolée de Chah-Khoda-Bende construit en 1300, des voûtes dont les courbes d'intrados ont la plus curieuse analogie avec la voûsure du pont de la Trinité à Florence. J'ai pu me procurer l'épure très simple de l'ogive persane et je la joins à titre de renseignement à cette notice.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

construit tout d'abord sur l'ouverture AB
) , un rectangle tel que le petit côté AC égale
divise AD en 4 parties égales. Du point G

telle sorte que $GD = AE = \frac{AD}{4}$ il décrit un
et l'arrête à l'intersection de la perpendicu-
r AB par le point E. Il porte alors à partir
ne longueur $DI = \frac{AD}{6}$, joint IC et prolonge
une longueur $IM = CI$. Du point M comme
H comme rayon il décrit à partir du point H
de cercle qu'il prolonge jusqu'en P. La
en H et passe au-dessus du point S milieu
, mais cette double erreur, comme j'ai pu
par le calcul, est absolument insignifiante et

OL (*pont de la Jeune-Fille.*) (Pl. 19, fig. 1,
nt connu sous le nom de Dokhtarè-pol (pont de
, est jeté sur le Kisilou-sou, le seul fleuve de
trionale. Il se trouve sur la route suivie par
tares qui dès, le XI^e siècle, imposèrent leurs
et à cinq étapes de la ville de Tauris où les
begs de l'Azerbeïjan fixèrent leur résidence.
ait sans doute à cette circonstance d'avoir été
struit avec un soin et un luxe contrastant
cité du Pont-Rouge.

arche ogivale de 23^m,94 de portée flanquée
nt de deux arches latérales de 16^m,93 d'ou-
t passage aux eaux de la rivière fort profonde
able à gué pendant cinq mois de l'année.
dées sont protégées par deux avant-becs
xécutés comme tout l'ensemble de l'ouvrage
petite dimension.

trale est ornée sur la tête amont d'une

inscription haute de 0^m,52 tracée en lettres d'or se détachant en relief sur des faïences de couleur bleu foncé. Cette brillante décoration s'harmonise merveilleusement avec la teinte des vieilles briques du pont et donne à tout l'ouvrage un caractère de grandeur que vient encore rehausser le fond de montagnes sauvages sur lequel il se détache. Ce pont est à tous les points de vue une œuvre superbe.

L'inscription de l'archivolte, si l'on juge au moins d'après les parties en bon état, est consacrée à la louange d'Allah; un second texte gravé sur une plaque de marbre et paraissant bien conservé est scellé au sommet de l'un des avant-becs. Il eût été intéressant d'en connaître le sens; malheureusement la rivière étant grosse, je n'ai pu m'approcher assez des berges pour le déchiffrer même à l'aide d'une bonne lorgnette.

Toutes les particularités que j'ai signalées en décrivant le Pont-Rouge se retrouvent très nettement accusées dans la construction du Dockhtarè-pol : je n'ai rien à ajouter à ce sujet, mais je dois appeler l'attention sur les combinaisons numériques qui relient entre elles les principales dimensions de l'ouvrage.

La hauteur de tous les arcs, par exemple, est égale à la moitié de leur ouverture (Pl. 1, *fig.* 19). La séparation des maçonneries des reins et du sommet s'établit à l'intersection de la douelle et d'un plan horizontal divisant la flèche en deux parties égales; l'épaisseur des piles est égale au demi-diamètre de l'arche centrale, la demi-ouverture des arches latérales est à la largeur des piles dans le rapport de 1 à $\sqrt{2}$, c'est-à-dire dans le rapport du côté à la diagonale du carré. La longueur du pont atteint cinq fois l'ouverture de la grande arche, sa largeur aux naissances est égale au douzième de cette dernière dimension, les pyramidons surmontant les avant et les arrière-becs se projettent verticalement suivant un triangle équilatéral et la hauteur de

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

lle ils reposent est exactement égale à une largeur. Ce mode de régler les dimensions en Perse au temps des Achéménides a été suivi jusqu'au milieu du XVIII^e siècle. Avec une certaine pratique reconstituer un pont au moyen d'une seule mesure. J'ai quelque expérience, elle m'a toujours réussi.

Iranien comme les Grecs et les maîtres d'un âge avait admis la nécessité de ne pas se laisser aux hasards de l'inspiration l'étude d'un pont, déterminaient toutes les dimensions du pont du diamètre moyen de la colonne dont ils préféraient les multiples impairs : les multiples de quatre que chacune des parties constitutives du pont eût la portée des voûtes destinées à les supporter et à entrer l'ouverture des arcs ou des combinaisons géométriques très simples des éléments de l'édifice. À part ces distinctions dans l'architecture des habitants de l'Iran le même esprit harmonique. C'est un fait intéressant à constater.

Le plus remarquable de voir appliquer ces principes au Dokhtarè-pol que les Persans, ne pouvant pas d'ailleurs construire de bataras libres de disposer à leur gré les plans des ponts à plusieurs arches. Aussi forment de profiter pour élever les piles des ponts sur rocher, leurs ingénieurs sont-ils contents de leur art aux arches des dimensions inégales et les disposer suivant des alignements brisés de la chaîne de Tauris (Pl. 20, fig. 3 et 4).

Les défauts ne saurait être reproché au pont : le plan est des plus réguliers et les abords sont accordés avec la route de la manière la plus simple (Pl. 19, fig. 2). Mais de toutes les dispositions

adoptées dans cet ouvrage, la plus ingénieuse et la plus logique est celle qui a été imaginée pour supporter les voûtes d'évidement.

Il est excellent en théorie et souvent indispensable en pratique de décharger les voûtes et de remplacer dans les grandes arches par des maçonneries légères les remblais qui surchargent inutilement le sommet et les reins. Malheureusement quand on adopte des voûtes d'élégissement perpendiculaires aux têtes, la courbe des pressions subit au-dessous de chacun des supports des inflexions vicieuses et tend à se transformer à partir du joint de rupture en une ligne droite qu'il est fort difficile de maintenir dans les limites de l'extrados. Dans le cas contraire, c'est-à-dire lorsque les axes des voûtes d'élégissement sont dirigés parallèlement à l'axe de la chaussée, le tracé de la courbe des pressions ne présente aucune anomalie, mais sous l'influence des charges permanentes et des surcharges accidentelles il se produit entre les différentes tranches de l'arche, suivant qu'elles sont situées sous ou entre les murs supportant les voutains, des différences de pressions qui forcent pour ne pas compromettre la solidité de l'ouvrage à augmenter démesurément l'épaisseur des voûtes. L'excellente qualité des matériaux et des mortiers employés depuis quelques années corrige en partie les défauts inhérents à ces deux modes de construction, néanmoins beaucoup d'ingénieurs emploient les remblais de préférences aux voûtes d'élégissement.

Afin d'éviter les inconvénients qui viennent d'être signalés le constructeur du Dokhtarè-pol (Pl. 20, *fig.* 3) a donné la préférence aux voûtes longitudinales, mais au lieu de les faire porter directement sur l'extrados de l'arche, il les a appuyé sur une nervure voûtée formant une sorte d'arc doubleau supérieur ayant pour fonction de proportionner la résistance aux efforts supportés en chaque point de la voûte, et de soumettre par conséquent tous les matériaux

peu près uniformes : les maçonneries de cet ouvrage comme la fonte ou le fer sont métalliques.

En raison de ces dispositions, grâce aux arches de secours et aux piles, le pont de la Jeune Fille est un des plus légers et les plus solides que l'on ait vus pendant l'épaisseur exagérée des voûtes et à côté de conceptions logiques et de la timidité dans l'exécution.

Les inscriptions ornant la tête amont du pont ont fait fournir sur cet ouvrage des renseignements. À défaut de ces documents, on peut déterminer en comparant le pont à des monuments

antérieurs. La voûte affecte la forme d'une ogive à deux nefs. Les arcades latérales sont tracées au contraire avec le procédé généralement adopté en France au XIII^e siècle. Ce monument est donc une œuvre de transition antérieure à cette époque. Cette donnée architecturale des documents antérieurs à l'année 1070 la conquête de la province de la Transcaucasie par le prince Seljoucide et le transfert à Tauris du quartier général du prince, on est autorisé à placer vers le milieu du XII^e siècle la construction du Dokhtarè-pol.

En comparant le Pont-Rouge et le pont de la Jeune Fille, on peut apprécier l'esprit d'analyse et de mesure qui a présidé à l'œuvre des Persans dans l'exécution des travaux publics; on ne saurait préconiser de copier les procédés de construction en usage en Perse, mais à mon avis on pourrait dans l'avenir s'inspirer des ouvrages élevés en Perse soit aux premiers siècles de notre ère soit au moyen

de l'emploi judicieux des arcs brisés, des

tas de charge, peuvent dans bien des cas rendre d'utiles services. Mais de toutes les dispositions la plus pratique est celles des voûtes d'évidement du Dokhtarè-pol. En faisant subir à cet ouvrage des transformations très simples, il pourrait devenir un excellent type de pont de chemin de fer : il suffirait de faire supporter chaque rail par une nervure spéciale dont les dimensions devraient être calculées de manière à ce qu'elle résiste à la majeure partie des pressions développées par le passage des trains. La voûte continue ne jouerait plus alors comme dans le monument persan que le rôle d'un cintre permanent destiné à relier entre elles toutes les maçonneries de l'arche.

De nombreux obstacles théoriques et pratiques s'opposent malheureusement dans la pratique journalière à l'adoption de types comportant l'emploi de voûtes d'évidement : quelques-uns ont déjà été signalés, il en est d'autres encore. On peut constater par exemple que les économies résultant de leur emploi sont le plus souvent compensées et au delà par les frais de main-d'œuvre et de cintrages supplémentaires. On n'aurait plus à se préoccuper de cette source de dépense et des difficultés inhérentes à ce mode de construction si les voûtes d'élégissement étaient disposées suivant l'axe de la chaussée et si les voutains étaient construits par tranches verticales et sans cintres. Car la maçonnerie restant brute et cachée pourrait effectivement être payée au prix de la maçonnerie ordinaire de brique. Quant à la stabilité des voutains tournés au moyen de briques posées parallèlement aux plans des têtes, elle ne me paraît pas devoir inspirer d'inquiétudes. Il suffit pour se convaincre de leur solidité d'examiner la voûte en berceau du Tag-Koesra, les grandes arches du Pont-Rouge et du pont de la Jeune-Fille. Néanmoins, comme on objecterait avec raison que les ouvrages dont il vient d'être fait mention n'ont pas été soumis à l'épreuve de lourdes charges roulantes, il serait utile avant d'avoir recours à ce mode particulier de con-

quelques expériences directes. En c
t tourner sans hésitation des bercea
it le système usité en Perse toutes
, cintres grèverait d'une somme élev
s maçonneries ou lorsqu'ils emcombi
par leur volume.

te catégorie d'ouvrages les ponts jet
ndes et les revêtements des tunnels.

hypothèse il suffirait pour appuy
er comme premier soutien une trav
erne retroussée convenablement co
econd on pourrait faire l'économie
bois et on débarrasserait en mêm
toujours trop étroites des charpent
sans profit.

l'on projetterait suivant le systè
t le débouché ne commanderait pas
ême lieu de se demander si pour pi
antages de ce mode de construction
s lieu de substituer l'ogive aux court

oillées en arc brisé jouissent au do
le la poussée sur les culées et de
ntres de propriétés si remarquabl
; préférées à toutes autres dans la co
es voûtés ou des arches de ponts s
it que des véhicules légèrement cha
pe, elles doivent au contraire être e
ouvrages destinés à porter de lourd
rte raison des trains de chemins de fe
leur nature les courbes brisées tran
nent d'un arc à l'autre les pressio
, reins et tendent à s'ouvrir au sor
e de la composante verticale de
t sans qu'aucune force autre que

charge sur les claveaux et l'adhérence des mortiers puisse s'opposer à ce mouvement. Si l'équilibre statique en vue duquel une voûte en ogive a été construite vient à être rompu, l'arc se trouve dans les conditions les plus défavorables pour résister aux forces nouvelles qui le sollicitent et peut même s'effondrer.

En outre du Dokhtarè-pol et du Krast-Nemoust, on trouve en Perse un grand nombre d'ouvrages d'art, fort intéressants. Après ce qui vient d'être dit sur le Pont-Rouge et le pont de la Jeune-Fille il me paraît inutile de les décrire en détail, je me contenterai de les citer et de signaler les particularités qui les distinguent les uns des autres.

Je suivrai à cet effet l'ordre dans lequel je les ai rencontrés pendant mon voyage.

PONT D'ERIVAN (Pl. 20, *fig.* 1 et 2). — Cet ouvrage est construit dans une vaste plaine qui s'étend jusqu'au pied de l'Ararat. Le pays est fertile, bien arrosé, aussi peut-on aisément se procurer du bois de construction. C'est à ce fait sans doute qu'il faut attribuer la nature insolite des matériaux employés dans les voûtes. Les arches au nombre de deux sont appareillées en pierre de taille. Elles ont 14 mètres et 14^m, 10 d'ouverture; leur forme est ogivale; leurs têtes sont couronnées d'une double archivolt. La pierre de taille a été également employée à la base des piles et des culées. Les tympans sont construits en maçonnerie mixte composée de lits de moellons et d'assises de briques.

La longueur totale du pont est de 87^m, 50.

La largeur entre les parapets est de 6^m, 47.

La forme des arches tend à faire supposer que le pont d'Erivan est une œuvre des premières années du XII^e siècle. Il a été entièrement restauré par les Russes il y a cinquante ans environ.

TAURIS (Pl. 20, *fig.* 3 et 4). — Le pont de Tauris a été construit par Chah Abbas le Grand en 1610. Cet ouvrage

a 157^m.60 de longueur sur 4^m.62 de largeur entre les piles. 18 arches dont les ouvertures. Le tracé en plan n'est pas rectiligne, il présente de nombreuses sinuosités. Les piles sont construites avec des pierres tumulaires provençales.

La route, comme toutes celles de la région, est à peine praticable pour le piéton. Pendant une série d'aqueducs et de ponts renversés, quelquefois debout, on voit l'œuvre comme l'attestent ces ruines.

6 et 7). — En sortant de Miane, on franchit le col du Caflankou une large route longue de 197^m.80. Son origine est l'ancien au milieu même du courant. Les vingt-trois ont 6^m.30 d'ouverture par les premiers princes Séféviens. Les constructions de cet ouvrage ont été étudiées de telle sorte que les piles soient toutes droites et que leur axe perpendiculaire est exceptionnel.

8. — A la descente du Caflankou, on trouve et profond le Kisilou-sou ou le pont de la Jeune-Fille déjà

près de nombreux réservoirs d'eau (bar). Quelques-uns de ces ouvrages ont 6000 mètres cubes d'eau : ils sont exécutés et leur façade extérieure est en brique, ils sont établis sur plan circulaire, en de coupes fort épaisses posées sur des murs qui émergent seules au-dessus du sol et qui sont magasinées dans une profonde cavité.

où elle conserve, même au cœur de l'été, une grande fraîcheur. On va la prendre à des robinets disposés au fond du réservoir à 15 ou 20 mètres au-dessous du sol.

BARRAGE DE SAVEH. — Cette massive construction haute de 20 mètres, longue de 80 et large à la base de 48 réunit deux montagnes séparées dans les temps préhistoriques. Au fond de la gorge coule le Kara-sou dont on devait emmagasiner les eaux pendant l'hiver. En arrière de ce défilé et du barrage on aperçoit les traces d'un vaste lac aujourd'hui desséché, que Chah Abbas eut le projet de rétablir. Le barrage fut fondé en partie sur le roc en place et en partie sur les énormes roches qui encombraient la rivière. Dès que les eaux eurent atteint en amont une surélévation suffisante, elles filtrèrent à travers les graviers et les rochers qui composaient le sol de fondation et finirent par se creuser un passage. Toutes les tentatives faites depuis ce jour pour réparer cet ouvrage ont été et devaient être sans résultat. Les ingénieurs se sont efforcés de fermer la baie en jetant dans la rivière, soit de nouveaux blocs de rochers, soit des blocs factices qui ont tous été entraînés par les eaux. Il est nécessaire pour réparer la digue de mettre à nu le rocher en place et d'encastrier dans un sol inafouillable les fondations nouvelles de l'ouvrage. C'est dans ce sens qu'est conçu le projet qui m'a été demandé par le Roi.

Koum. — Les arbres toujours extrêmement rares en Perse ne se rencontrent plus au sud de Koum. Aussi de tout temps les habitants de ces contrées se sont-ils ingénies à recouvrir au moyen de voûtes les habitations les plus humbles comme les plus riches. Les voûtes sont exécutées en briques crues maçonnées avec du mortier de terre.

Les combinaisons imaginées par les Persans soit pour rendre ces voûtes légères, soit surtout pour les construire sans l'aide de cintres qu'ils n'auraient pu se procurer, soit pour combattre les poussées, sont aussi ingénieuses que

pratiques et donnent au plus modeste caravansérail une apparence monumentale.

Les Persans donnent à ces voûtes des portées considérables; il en est qui ont près de 10 mètres d'ouverture. Elles sont protégées à l'extérieur par une espèce de chape en mortier de terre et paille; dans les pays pluvieux cette chape est elle-même recouverte d'un carrelage en briques cuites.

J'ai fait une étude spéciale de ces procédés de construction qu'il y aurait peut-être grand avantage à appliquer en France partout où la terre se prête à la confection des briques. On bâtirait ainsi fort économiquement d'excellentes salles d'hôpitaux, chaudes en hiver, fraîches en été et aérées en toutes saisons. On les renverseraient sans regret et on les reconstruirait à peu de frais avec des matériaux neufs. C'est ce qui se fait tous les jours en Perse, on abandonne les maisons abandonnées et des quartiers nouveaux s'élèvent sur des champs naguère en culture.

PONTS D'ISPAHAN (Pl. 21, fig. 1, 2, 3, 4, 5). — La création du faubourg de Djulfa força Chah Abbas à réunir cette nouvelle ville à Ispahan au moyen de ponts qui permettent en toute saison de franchir le fleuve guéable seulement la moitié de l'année. Un de ses généraux, Ali Ab-Verdi-Khan, exécuta à ses frais un de ces ouvrages qui fait honneur aux ingénieurs chargés de diriger les travaux et à la générosité du fondateur. Ce pont, en y comprenant la tête fortifiée, a 297^m,76 de longueur et 13^m,75 de largeur: il est composé de 33 arches semblables, de 5^m,57 d'ouverture et de 3 arches de secours. Les piles construites sur un plan général sont toutes évidées dans le sens longitudinal de telle sorte que les arches reposent chacune sur quatre piliers (Pl. 21 fig. 1 et 5). Il existe à Sainte-Maxence un pont construit par Perronet dans les mêmes conditions. Cette disposition a certainement été adoptée en Perse pour diminuer les frais de cintrages.

La chaussée du pont ne repose pas comme on pourrait le supposer sur des voûtes d'arêtes, mais sur des coupoles très plates raccordées avec les piliers au moyen de pendentifs (Pl. 21 *fig.* 1 et 5). Le parapet est remplacé par deux galeries hautes de 4^m,19 (Pl. 21, *fig.* 3) à l'abri desquelles on peut en été circuler à l'ombre et au sec en hiver. A chaque tête du pont on a construit des pavillons permettant aux voyageurs de se reposer et où s'abritent des cafetiers, des marchands de fruits et de légumes. Cet ouvrage a été terminé en 1618.

Il existe à Ispahan trois autres ponts : l'un deux situé à l'amont du pont Allah-Verdi-Khan ne présente rien de remarquable, il a été construit sous le règne de Chah Abbas ; les deux derniers sont situés à l'aval de la ville. Le premier est utilisé comme aqueduc ; le dernier est destiné à mettre en communication les quartiers musulmans de la rive gauche et de la rive droite et à former barrage. Il a été copié sur le pont d'Allah-Verdi-Khan dont il reproduit les principales dispositions. Sa longueur atteint 126^m,50 et sa largeur 11^m,70. Les tympans des arches et des arcatures de la balustrade sont ornés de mosaïques de faïence ; toute la construction d'ailleurs est traitée avec le plus grand luxe.

ARC DE KESROES (Pl. 19, *fig.* 4). — Cet immense édifice que j'ai cité en décrivant le Krast-Nemoust est construit en briques cuites de fortes dimensions. Il est essentiellement composé d'une façade longue de 91^m,12, haute de 35^m,20 formant un écran. Au milieu s'ouvre une salle voûtée large de 25^m,86, qui occupe presque toute la hauteur du monument. La voûte est de forme elliptique à grand axe vertical, sa montée est à son ouverture dans le rapport de 3 à 4. Cette construction dont la date remonte aux premiers siècles de notre ère est des plus intéressantes en ce qu'elle reproduit un des types des plus anciens monuments de la Perse. Depuis les naissances jusqu'au joint de rupture, la voûte est effectivement montée par assises horizontales et de ce

ÉNOIRES ET DOCUMENTS.

omposée d'anneaux indépendants tournés
s faces sont posées parallèlement au plan
premier anneaux et perpendiculairement
our les autres anneaux.

2 Kesroës ait été ébranlé par des trem-
et exploité longtemps comme carrière de
re en bon état.

fig. 6 et 7). — Le seul monument inté-
Disfoul est le pont jeté sur la rivière qui
ouvrage, bâti au IV^e siècle suivant les
ar un prince Sassanide, Adéchir I^{er}, a dû
parations. J'ai trouvé les traces de six
s exécutées du IX^e au XV^e siècle ; à part
piles ont été respectées. Le pont
ongueur, primitivement sa largeur entre
de 7^m,65 ; la voie a été depuis réduite
s ont 7^m,05 d'ouverture, les piles 9^m,05
sont fondées sur un massif de béton et
nière romaine en cailloux roulés revêtus
r pierre de taille ; à l'amont elles sont
avant-bec de forme triangulaire. Les
ortée, aussi le pont est-il lourd d'aspect
ans soient élegis par des évidements
ction des arches les plus anciennes est à
; celle qui ont été construites plus tard
us récentes affectent la forme de l'ogive
ntres. Les Seljoucides qui employaient
persan paraissent être les derniers con-
t usé de l'ogive. Les arcs elliptiques
s anciens que ces derniers qui doivent
d'Haroun-al-Raschid ou de ses premiers

Le pont de Chouster construit par
le a 515^m,60 de long ; il forme bar-
me arches de portées inégales livrent

passage aux eaux du Karoun. La chaussée a 5 mètres de largeur moyenne; son niveau est à 9^m, 50 au-dessus de la crête du déversoir. Les fondations et les piles sont anciennes (V^e siècle) et construites en moellons et en pierre de taille comme celles du pont de Disfoul. Les voûtes se sont écroulées et portent les traces de nombreuses restaurations.

Il reste encore à Chouster de nombreuses constructions Sassanides. On peut citer un barrage jeté sur un bras du fleuve (cet ouvrage a 60 mètres de long et 25 mètres de hauteur et ne paraît avoir subi que des restaurations insignifiantes); les ruines d'un troisième barrage et derrière les fortifications musulmanes une porte de la citadelle de Chapour (Pl. 18. *fig.* 6 et 7), parfaitement conservée ainsi que les naissances d'un pont jeté sur le fossé au droit de l'entrée. La porte a 3^m, 40 (*) d'ouverture et présente comme les piles des ponts de Disfoul et de Chouster cet aspect particulier aux constructions civiles et militaires laissées par les Romains dans les pays soumis à leur puissance. La maçonnerie est en moellons bruts liés par un excellent mortier; les parements sont en pierre de taille. L'arc en plein-cintre qui termine la porte est formé de seize claveaux régulièrement appareillés ce que n'ont jamais su ou voulu faire les constructeurs de l'Orient. Quand aux naissances du pont que l'on remarque au bas de la porte, elles ne sont pas assez bien conservées pour déterminer la forme de l'arche.

Enfin j'ai relevé à 200 kilomètres à l'aval de Chouster un dernier ouvrage Sassanide des plus remarquables.

C'est un barrage long de plus de 600 mètres qui permettait d'irriguer avec les eaux du Karoun une immense superficie de terrains situés sur la rive droite et la rive gauche du fleuve.

Le barrage d'Avas a peu souffert et pourrait être facilement réparé, mais tous les ouvrages accessoires ont été

PIRES ET DOCUMENTS.

et d'irrigation comblés. Aujourd'hui
est devenue non seulement inutile
le empêche les bateaux à vapeur
la ville de Chouster appelée à
écluse permettra de franchir le bar-
plus florissantes de l'Orient.

ouvoir joindre à ces notes quelques
tion des coupoles, et des voûtes de
loyées par les Iraniens pour couvrir
étude ne saurait être renfermée dans

s monuments voûtés sont tellement
élevé 76 pendant la durée de ma
même leur description sommaire serait
de l'art monumental de la Perse.

dit suffit pour faire comprendre l'es-
onçues les constructions persanes, et
le population intelligente pressée par
de mauvais matériaux employés dans
lus défavorables.

ers de chaux ou de ciment, le mer-
par l'industrie moderne, les modèles
t étudiés par nos prédécesseurs, nous
itions heureusement fort différentes
es aux constructeurs persans. Néan-
œuvres peut être utile, car il se trouve
l lent et patient d'hommes aux prises
is les jours renaissantes des germes
plus souvent pratiques.

des ensembles et des-détails de tous les ouvrages
et des quelques ponts qui n'ont même pas été
posées à la bibliothèque de l'École des Ponts et

N° 39

NOTE

SUR

LE RACCORDEMENT PARABOLIQUE

Par M. N. SUSINI, Conducteur des Ponts et Chaussées.

Soit l'angle $NAN' = 2a$, renfermant un arc de cercle MVM' de rayon $MC = R$, arc prolongé à ses deux bouts M et M' par deux arcs paraboliques égaux et symétriques MN et $M'N'$, dont l'équation ait la forme $y = mx^3$, ayant l'origine des abscisses, et par conséquent, leur deuxième tangence, aux points N et N' des alignements droits AN et AN' .

Le dévers ou surhaussement du rail extérieur, dans une courbe circulaire de chemin de fer, se rachète au moyen d'une rampe placée sur le raccordement parabolique, et qu'on peut évaluer en général à $0^m,002$.

Si l'on abaissait cette rampe à $0^m,001$, la surface gauche présentée par les deux files de rails dans la partie parabolique serait bien plus douce et partant moins fatigante pour les véhicules.

Pour simplifier le calcul, on prend l'abscisse $NP = X$ pour longueur de la rampe en arc parabolique NM .

Fixons la valeur de la constante m , de l'équation $y = mx^3$ qui donnera à la parabole, au point M , et d'une manière *approchée*, la courbure $\frac{1}{R}$ de l'arc circulaire, et à cet effet,

posons d'abord provisoirement $\frac{1}{R} =$ à la dérivée de second

on-

do-

$$R' = R \left[\left(1 + \frac{X^2}{4R^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right].$$

Ce résultat montre que R' , calculé avec la valeur provisoire $\frac{1}{6R.X}$ donnée à la constante m , sera plus grand que R , et que leur différence $R' - R$ sera d'autant plus faible que $\frac{X^2}{4R^2}$ sera plus petit.

Aussi pour obtenir en M le raccordement de courbure rigoureusement exact $\frac{1}{R}$ de la parabole et de l'arc de cercle, *il est essentiel* de donner à la constante m une valeur peu différente, *en excès*, de l'expression plus haut $\frac{1}{6R.X}$, et l'on trouvera très facilement et vite, après quelques courts tâtonnements de calculs, cette valeur vraie et définitive de m donnant la courbure voulue $\frac{1}{R}$.

R , X et m une fois arrêtés, l'ordonnée PM du point M a pour valeur :

$$PM = m X^3.$$

Ayant le point M par le calcul de son ordonnée PM , prenons la sous-tangente

$$OP = \frac{1}{3} X.$$

Prolongeons la droite OM jusqu'à sa rencontre avec la bissectrice AC de l'angle 2α , au point B .

(Le problème ne sera possible que si cette rencontre se fait sous un angle OBC ne dépassant pas 90° . A cette limite de 90° , l'intersection se faisant d'équerre à la bissectrice, l'arc circulaire disparaît, et les deux arcs paraboliques symétriques se raccorderaient entre eux, en un même point de la bissectrice AC , si le point M de l'ordonnée PM tombait aussi sur cette bissectrice.)

T DOCUMENTS.

est tangente à l'arc parabo-
MVM'.

[donne

$$\overline{OP^2} + \overline{PM^2}$$

angle rectangle OPM (le rayon
à l'unité),

$$= \frac{PM}{OP}.$$

ré, l'angle extérieur OBC du
 $a + b$, et dans le triangle rec-

$$-(a + b).$$

ectangle MBC, la tangente MB
our valeur

$$IC \times \operatorname{tg} c$$

$$R \operatorname{tg} c.$$

$$OM + MB.$$

calculé ci-dessus l'angle b et le

$$\frac{(a + b)}{\sin a},$$

$$\frac{\sin(a + b)}{\sin a}.$$

$$\frac{2}{3} X, \text{ retranchée de } NP = X,$$

$$= \frac{2}{3} X.$$

Et enfin

$$AN = AO + ON.$$

Les opérations qui précèdent déterminent complètement et exactement les éléments principaux du problème utile et élégant du raccordement parabolique.

Tous les autres points de l'arc de cercle MVM' s'obtiendront ensuite par les méthodes élémentaires des ordonnées élevées sur les tangentes MB et M'B, ou des intersections angulaires, etc., et ceux de l'arc parabolique se calculeront au moyen de l'équation $y = mx^3$.

Il est bon de s'assurer toujours, par l'emploi de la formule du rayon de courbure

$$\rho = \frac{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2y}{dx^2}},$$

des dévers correspondants aux diverses portions de l'arc parabolique, parce qu'il arrive que la rampe adoptée de 0^m,001 ou de 0^m,002 pour résoudre le raccordement n'est pas uniforme sur toute la longueur de cet arc, qui affecte aussi, en profil en long, une nouvelle et autre forme parabolique se raccordant, d'un côté, juste à la hauteur du dévers et à l'origine de l'arc circulaire, et mourant, à l'autre extrémité, à zéro sur l'alignement droit qui est, de la sorte, lui encore, tangent en plan et en élévation au raccordement parabolique.

Ajaccio, le 9 février 1883.

N° 40

NOTE

sur

LE CALCUL DU MOUVEMENT DES TERRES DIT : PROCÉDÉ BRÜCKNER

, ancien élève externe de l'École des Ponts et Chaussées

proposons, dans la présente note, d'exposer
particulière de calcul du mouvement des
le nom de procédé Brückner, du nom de

de ce procédé est exposé dans l'ouvrage
Géométrie de Culmann (*); mais, comme
il connu en France, il nous a paru intéres-
ser avec quelques détails et de montrer
comment l'appliquer au calcul rapide des projets
de terrassements.

Le profil en long d'un projet de route ou de
(fig. 1) et, sur les verticales des profils en
à une échelle quelconque la somme des cubes,
calculés depuis l'origine jusqu'au profil consi-
déré étant regardés comme positifs et les
autres négatifs. En joignant par un trait continu

l'édition de cet ouvrage par MM. Glasser, Jacquier et Valat,
et suivantes.

les points ainsi déterminés sur les diverses verticales des profils en travers, nous obtiendrons une ligne brisée ou, plutôt une courbe dans le genre de celle représentée figure 1.

Les principales propriétés de cette courbe sont les suivantes :

Ses ordonnées vont en croissant quand les profils sont en remblai, en décroissant quand ils sont en déblai.

L'ordonnée correspondant à un profil en travers quelconque représente la somme algébrique des volumes de terre depuis l'origine jusqu'à ce profil.

A tout point de passage du remblai au déblai correspond un maximum, à tout point de passage du déblai au remblai un minimum.

En coupant la courbe par une horizontale quelconque xy (fig. 2), les volumes compris entre les intersections 1-2, 2-3, 3-4.... de cette droite avec la courbe, sont formés de volumes égaux de déblai et de remblai (ceci résulte de la manière même dont a été tracée la courbe).

C'est sur cette propriété qu'est basé le mouvement des terres.

En déplaçant la ligne xy parallèlement à elle-même, on fait varier les longueurs des segments interceptés sur cette droite par les parties de courbe situées au-dessus et au-dessous, et, par suite, les longueurs de profil en long où les volumes de déblai et de remblai se compensent.

Le problème à résoudre, pour trouver le mode de transport le plus avantageux, consiste à trouver une position de cette ligne que nous appellerons ligne de répartition, telle que les mouvements de terre effectués comme nous allons l'expliquer rendent les frais de transport minimum.

Supposons cette ligne de répartition tracée; elle déterminera par son intersection avec la courbe les différentes sections de transport. Le volume de déblai compris entre les profils 1' et 2 se transportera en remblai entre les

MOIRES ET DOCUMENTS.

1), le volume de déblai compris entre transportera en remblai entre les profils t en outre que la distance moyenne des déblais compris entre 1' et 2 à porter en sera approximativement $\frac{1 \cdot 1' + 1' \cdot 2}{2}$

e A); la distance moyenne des déblais ' à transporter en remblai entre 2' et 3,

e part l'échelle du profil en long, d'autre axima de transport à la brouette et au a de mesurer les demi-distances $\frac{1 \cdot 2}{2}$,

voir si le transport doit se faire à la eau ou au wagon. Pour chacun de ces , on obtiendra facilement la distance rt, c'est-à-dire le quotient du produit ubes transportés par leurs distances

me de déblai à transporter en remblai, et supposons ez grande pour exiger un transport au wagon; on les modes de transport. Désignons par l la distance tombereau, inscrivons dans la portion de courbe $1r$ $mn = 2l$ (fig. 3), cette droite partage le cube de donnée co , à transporter en remblai; en deux par- nsportée au wagon et l'autre hc partagée entre les port. La distance de transport au wagon sera approxi- milieu de la longueur ao au milieu de la longueur exactement la distance des centres de gravité des sur- s à transporter au tombereau se déterminera de même on de courbe $m'n$ une longueur $m'n' = 2p$, p étant aximum à la brouette. Le cube $h'h'$ se transportera $h'c$ à la brouette. Remarquons que les distances a brouette et au tombereau ne sont autres que les ma admises; c'est-à-dire que, par ce mode de dé- deux moyens de transport la plus grande utilisation

respectives de transport, divisé par la somme de ces cubes.

Il reste à considérer les parties comprises entre les points extrêmes d'intersection 1 et 5 de la courbe avec la droite xy et les extrémités du profil. Remarquons d'abord que s'il y avait égalité entre les cubes de déblai et de remblai, le point final M (*fig. 2*) se trouverait sur la ligne om au point m ; mais, outre que c'est là un cas tout particulier, il ne résulterait pas nécessairement de cette égalité que le mode de transport le plus avantageux n'exigeât ni dépôt ni emprunt, car il n'en résulterait pas nécessairement que la ligne de répartition coïncidât avec la ligne de terre om .

Ceci posé, on voit que le volume de remblai représenté par l'ordonnée 1 h ne sera compensé par aucun déblai, il nécessitera par suite un emprunt. Menons maintenant par le point final M une horizontale Ml ; le volume représenté par l'ordonnée 5' r se décomposera en deux parties; l'une pr est un volume de déblai à transporter en remblai avec une distance de transport $= \frac{l M}{2}$, l'autre, $p 5' = ll'$ est un volume de remblai qui n'est compensé par aucun déblai; il exigera donc un emprunt.

Entre les profils 3 et 4, nous avons figuré un cas qui se présente fréquemment et qui se résout de la manière suivante: par le point le plus bas c menons l'horizontale $abcgh$; l'ordonnée bK représente un volume de remblai à transporter en déblai avec une distance de transport $= \frac{a c}{2}$, l'ordonnée gv un volume de remblai à transporter en déblai avec une distance de transport $= \frac{c h}{2}$; il restera enfin un volume de remblai $aa' = b 3'$ à transporter en déblai avec une distance de transport $= \frac{3.4}{2}$.

Nous allons maintenant expliquer comment on procède à la recherche de la ligne de répartition.

nment que cette ligne de transport ou, plutôt la partie minimum, car la partie fixe peut ais d'extraction. Il est facile de able des frais.

ment de déblai à transporter en rt peut être supposé effectué en elconque du déblai au point de nt qu'il doit occuper; soit d la té de l'élément hachuré sur la s frais de transport seront, pour ortionnels à $d\Delta m$ c'est-à-dire r le cube total des déblais, ces à $\Sigma d\Delta m$, c'est-à-dire à la sur- ème que les frais de transport ube des terres considéré depuis u remblai sont proportionnels à s frais de transport sera donc : ABC.

olique ni aux emprunts ni aux ansports transversaux et, par . qui ne peuvent être évalués de nt un moment abstraction de s nous reviendrons plus loin, ant tracer la ligne de répa

cette ligne étant tracée, on le-même, vers le haut, d' Δh (*fig. 5*); soit b la base d' dessus de la ligne de répartit les frais de transport de l'ur ance; le déplacement de la li, ans la partie variable des fi on proportionnelle à la surf Δh . Pour l'ensemble des porti

de courbe situées au-dessus de la ligne de répartition, la diminution sera proportionnelle à

$$\Sigma b\lambda \Delta h = \Delta h \Sigma b\lambda,$$

puisque Δh est constant.

Mais, en même temps que les frais de transport diminuent pour les parties de courbe situées au-dessus de la ligne de répartition, ils augmentent, pour celles situées au-dessous d'une quantité $\Delta h \Sigma_1 b\lambda$; la différence entre ces deux quantités donnera l'augmentation positive ou négative des frais de transport; ce sera :

$$\Delta h (\Sigma b\lambda - \Sigma_1 b\lambda).$$

Pour qu'un déplacement de la ligne de répartition ne produise aucun résultat, il faudra que la quantité entre parenthèses soit nulle. Si l'on suppose λ constant, ce qui revient à supposer constants sur toute l'étendue du profil les frais unitaires de transport, on devra avoir

$$\Sigma b = \Sigma_1 b,$$

c'est-à-dire que les sommes des segments interceptés sur la ligne de répartition par les parties de courbes situées au-dessus et au-dessous doivent être les mêmes.

Il est dès lors facile de trouver la position de cette ligne en appliquant la méthode de fausse position. Supposons qu'en essayant une position xy de la ligne de répartition (*fig. 6*) on ait trouvé un excédent de la somme des segments interceptés par les parties de courbe au-dessus sur celle des segments interceptés par les parties de courbe au-dessous; portons cet excédent sur la ligne xy en AB à partir de la dernière ordonnée. Si, pour une autre position $x'y'$ de cette ligne la somme des segments interceptés par les parties de courbe au-dessous est supérieure à celle des segments interceptés par les parties de courbe au-dessus, nous porterons cette différence sur $x'y'$ à partir de la

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

née en CD dans le sens opposé à AB, l'intersection droite BD et de la dernière ordonnée donne la ligne de répartition qui se trouve ainsi

as où les deux différences seraient du même que la dernière ordonnée, deux opérations suffiraient pour trouver un point M' de la ligne de répartition

particulier où la ligne de répartition joindrait les points extrêmes de la courbe, il y aura lieu de faire des dépôts ou à des emprunts; ces opérations de transports transversaux, il en résulte une méthode dans la recherche de la ligne de répartition qui peut se faire alors par le procédé que nous venons de voir ci-dessous et qui nous a été indiqué par M. l'ingénieur en chef Léon Durand-Claye, professeur de Mécanique à l'École des Ponts et Chaussées.

7) AB la ligne de terre d'une portion de la courbe, laquelle les déblais et remblais se compensent; nous l'avons déjà fait remarquer, la ligne de répartition coïncide par nécessité avec AB. Supposons maintenant d'essayer, comme ligne de répartition, une ligne xy au-dessus de AB; en passant de xy à AB on aura la somme des aires des surfaces inférieures et on aura la somme des aires des surfaces supérieures; cela donnera le minimum de distance moyenne de la ligne de terre, comme on sait, celle pour laquelle la somme des cordes interceptées par les parties supérieures est égale à la somme des cordes interceptées par les parties inférieures. Mais, en déplaçant la ligne d'essai, on aura en A et en B des parties qui doivent s'exécuter par des dépôts et d'emprunts et dont les volumes sont en xy ; de là des frais supplémentaires dont il s'agit de faire le compte.

Soit F ces frais; ils se composent : au déblai,

transport latéral et d'une indemnité pour occupation de terrain, au remblai, d'une fouille, d'un chargement, d'un transport latéral et d'une indemnité pour occupation de terrain; ils se composent donc, dans les deux cas, d'une partie variable avec la distance de transport et d'une partie indépendante de cette distance. La formule qui donne le prix des transports ordinaires étant $a + bD$ nous pose, par analogie :

$$F = a + bK. \quad (1)$$

En résolvant l'équation (1) par rapport à K , la quantité cherchée ne sera autre que la distance à laquelle il faudrait transporter longitudinalement le cube Ax pour faire la même dépense que celle nécessitée par le transport transversal; en d'autres termes nous ramenons ainsi le transport transversal à un transport longitudinal équivalent au point de vue de la dépense.

Prendons donc sur la ligne de terre AB une longueur $AK = K$ et menons la verticale CC' jusqu'à son point de rencontre avec la ligne xy . En transportant la ligne dont on fait l'essai de AB en xy non seulement les surfaces supérieures augmentent de l'aire des trapèzes compris entre ces deux horizontales, mais encore de l'aire du rectangle CC' ; le même raisonnement s'applique au transport du cube By . La ligne de répartition sera, dès lors, celle pour laquelle la somme des cordes interceptées par les parties supérieures de la courbe augmentée des longueurs afférentes aux frais de transports transversaux nécessités par les emprunts, sera égale à la somme des cordes interceptées par les parties inférieures augmentée des longueurs afférentes aux frais de transports transversaux nécessités par les mises en dépôt.

Remarquons qu'en faisant varier la position de la ligne de répartition, on fait varier les cubes de terres à emprunter ou à mettre en dépôt, mais on ne fait pas varier les

prix unitaires de transports transversaux, les longueurs AC sont donc des constantes; de plus ces constantes peuvent être facilement évaluées si on connaît la position des lieux de dépôt ou d'emprunt.

On peut donc dire d'une façon générale, que la ligne de répartition est celle pour laquelle la différence entre les aires interceptées par les parties supérieures et inférieures de la courbe est constante.

Dans le cas particulier où la longueur AC serait plus grande que la longueur totale AB du profil, la ligne de répartition serait celle qui donnerait l'égalité dans la somme des cordes.

Tel est dans son ensemble, le procédé Brückner; il suppose, ce qui est d'ailleurs le cas le plus général, que les transports latéraux s'effectuent à peu près parallèlement à l'axe de la voie; nous avons en outre supposé jusqu'ici que le cube de chaque entreprofil était concentré à son profil même. Cette hypothèse n'est pas nécessaire et le procédé est applicable en supposant, par exemple, le cube de chaque entreprofil concentré en son milieu.

C'est dans cette hypothèse qu'a été faite l'application (p. 8); cette application a été faite sur un profil pour lequel il y a égalité entre le cube des déblais et celui des remblais; en faisant abstraction des transports latéraux, nous avons trouvé que le mode de transport le plus avantageux exigerait en emprunt de 485 mètres cubes.

On peut également supposer le cube de chaque entreprofil concentré au centre de gravité; si l'on calcule le volume des terres par un quelconque des procédés graphiques souvent employés aujourd'hui, on peut faire passer de front les constructions destinées à la mesure des volumes et celles du mouvement des terres. Cette combinaison est particulièrement avantageuse dans l'étude des avant-projets et pour la comparaison des variantes.

Fig. 1.

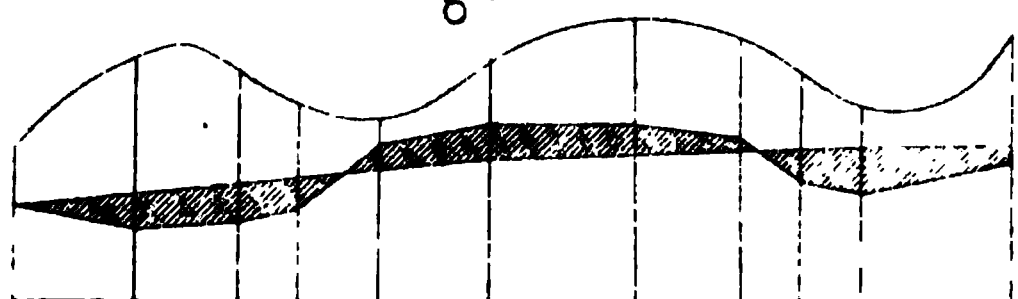


Fig. 2.

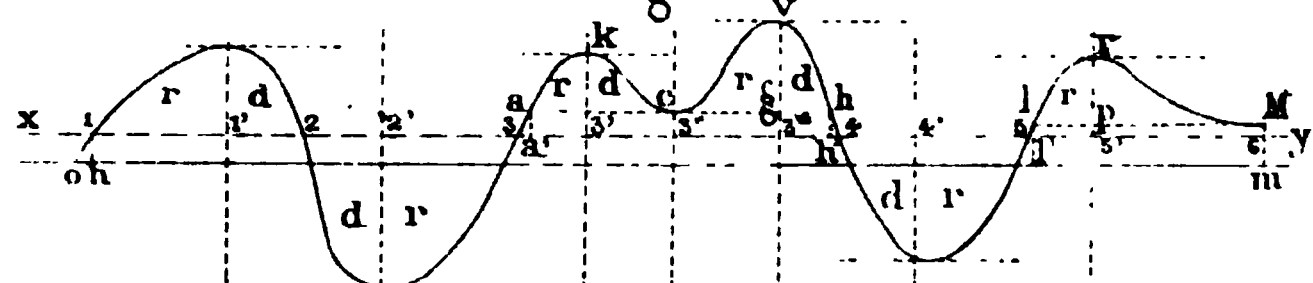


Fig. 3.

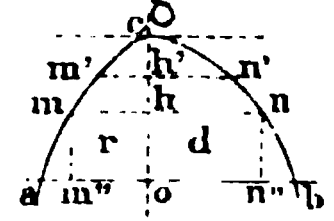


Fig. 4.

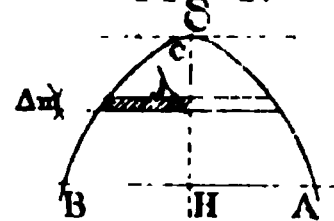


Fig. 5.

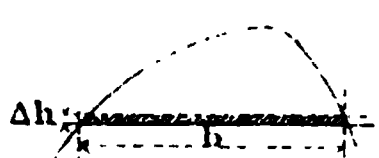


Fig. 6.

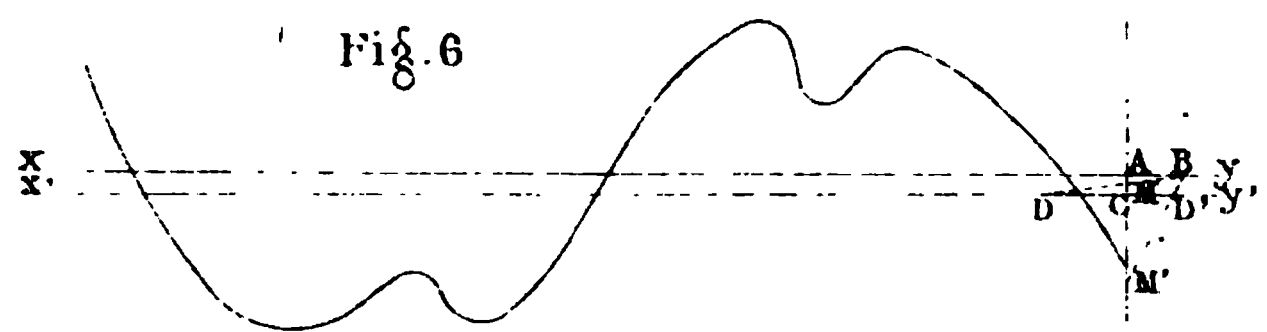


Fig. 7.

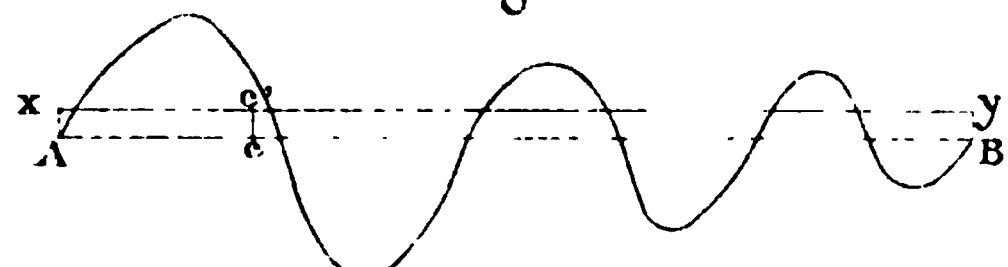
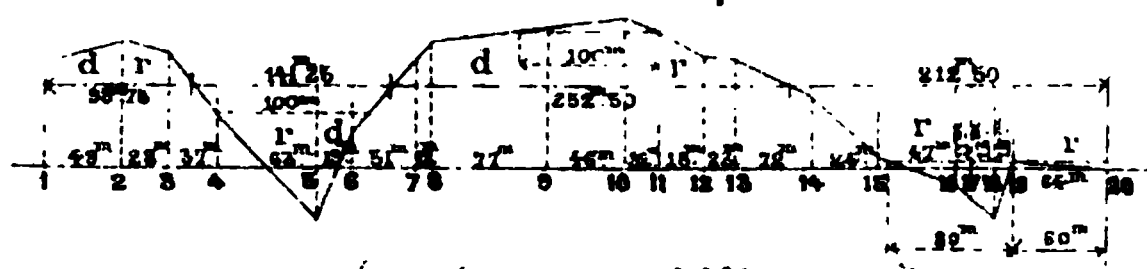


Fig. 8.



Echelles { des longueurs 0^m 001 par mètre.
des hauteurs 0^m 00125 pour 100 mètres.

N° 41

NOTE

SUR

UN NOUVEL APPAREIL POUR MANŒUVRE ET CALAGE

DES

AIGUILLES DE CHANGEMENT DE VOIE

PAR UN SEUL LEVIER

(SYSTÈME DU JOUR)

Lorsque des aiguilles de changement de voie sont manœuvrées à distance, l'aiguilleur est le plus ordinairement dans l'impossibilité de s'assurer *de visu* du bon fonctionnement de l'appareil, et il faut lui donner les moyens de constater d'une autre façon le contact parfait de l'une ou de l'autre aiguille contre le rail. Il importe, d'autre part, que les aiguilles soient assez solidement assujetties dans leur bonne position, pour qu'il n'y ait pas danger de les voir dérangées, autrement dit entrebâillées, à l'insu de l'aiguilleur, accidentellement ou par malveillance.

On obtient ce double résultat en verrouillant les aiguilles ou plutôt la tringle de manœuvre qui les actionne. Cette tringle est ordinairement percée de deux trous qui se placent à tour de rôle en face d'un verrou, quand les aiguilles sont à fond de course. Le verrou, mis en mouvement par un levier spécial, enclenche ainsi les aiguilles quand elles sont dans l'une de leurs positions extrêmes, c'est-à-dire faites pour l'une ou pour l'autre direction. Au contraire,

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

ont dans une position intermédiaire, c'est-à-dire, le verrou, ne rencontrant plus le trou de manœuvre, vient buter par bout contre la face de la pièce-ci, et oppose à l'action de son levier une résistance qui sert d'avertissement à l'aiguilleur.

Dans les appareils Saxby et Farmer, le levier de manœuvre actionne en outre le *locking-bar*, cet appareil de sûreté d'autant plus utile que le levier des aiguilles est plus difficilement susceptible d'être actionné. Il n'en faut pas moins double levier et transmission rigide pour chaque jeu d'aiguilles, ce qui dans certains cas, encombre les postes outre mesure et entraîne toujours en une augmentation de dépense.

Le système imaginé par M. Dujour permet d'actionner les aiguilles, le verrou et le *locking-bar* par un seul mouvement, au moyen d'un levier et d'une transmission unique, les aiguilles, le verrou et le *locking-bar* agissent en même temps sur le premier établissement et ensuite sur le second pour l'aiguilleur.

Dans les deux trous, la tringle de manœuvre des aiguilles porte deux encoches sur sa face supérieure. Une pièce qui glisse au-dessus de la tringle, à angle droit, porte suspendus à sa face inférieure, deux verrous, lesquels peuvent s'engager et se déengager dans l'une des encoches quand la tringle de manœuvre est convenablement placée, c'est-à-dire quand la tringle est jointive au rail. Au contraire, si les aiguilles sont entrebâillées, le taquet se trouve arrêté dans sa position par la tringle de manœuvre, contre laquelle il vient ainsi se trouver réalisé l'enclenchement réciproque des aiguilles par le verrou et du verrou par la tringle de manœuvre des aiguilles.

Dans cette disposition les mouvements de ces deux pièces sont coordonnés.

La transmission rigide A (Pl. II, fig. 1 et 2), venant d'un côté, actionne par son milieu un balancier B, à

deux articulations mobiles J et K, qui sont elles-mêmes rattachées :

1° Aux aiguilles C au moyen de l'équerre D et de la tringle E ;

2° A la barre G portant les verrous H et I (*fig. 2 à 7*).

Ces deux articulations J et K sont, à tour de rôle, fixes et mobiles, suivant que la tringle de manœuvre est calée par le verrou, ou le verrou par la tringle de manœuvre. Quand le point K est mis à l'arrêt, le balancier JK pivote autour de ce point fixe, et c'est l'articulation J qui se déplace ; réciproquement si J est à l'arrêt et si K est rendu libre, c'est K qui pivotera autour de J.

Dans la position des *fig. 2 et 4*, la tringle E est calée par le verrou H pénétrant dans une de ses encoches, et les aiguilles sont ainsi maintenues dans une position invariable en contact avec le rail de gauche. C'est le point initial du mouvement qui va se produire quand on renversera le levier de manœuvre, de façon à imprimer à la transmission rigide un mouvement régulier et continu, d'amplitude déterminée, dans le sens de la flèche.

En se transmettant à l'appareil de calage, ce mouvement se décompose de lui-même en trois temps bien distincts :

Premier temps. — La tringle E étant calée par le verrou H, le point J est fixe, et c'est le point K qui se déplace en poussant la barre G et le verrou H, jusqu'à ce que le verrou I soit venu buter contre une partie pleine de la tringle E (*fig. 5*).

Par suite de ce mouvement le point K s'est transporté en K' (*fig. 5, 6 et 8*), le verrou H a dégagé l'encoche, et la tringle E se trouve décalée.

Deuxième temps. — La barre G étant arrêtée dans sa course et l'articulation K immobilisée, c'est le point J qui pivote à son tour pour venir prendre la position J' (*fig. 6, 7 et 8*), en entraînant l'équerre D, la tringle E et les aiguilles C, jusqu'à ce que ces dernières soient arrivées à fin

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

ressé et butées contre le rail de droite ; à ce moment le F se présente en regard du verrou I, et rien ne s'oppose à l'avancement de la barre G.

Deuxième temps. — L'aiguille C est venue buter contre le rail de droite, et ne permet pas à la tringle E d'aller en avant. De ce fait, l'articulation J' est redevenue fixe, et l'articulation K est rendue libre. Alors cette articulation se transporte de K' en K" (*fig. 7 et 8*) et le verrou I est introduit dans l'encoche F, de façon à maintenir les aiguilles calées dans leur seconde position.

ainsi que, par un seul mouvement du levier de manœuvre, on a obtenu successivement : 1° le décalage des aiguilles ; 2° leur déplacement ; 3° leur recalage dans leur première position.

Enfin, au *locking-bar*, on sait qu'il faut, chaque fois qu'on veut déplacer les aiguilles, lui imprimer le long du rail un mouvement en avant ou un recul d'une amplitude déterminée. Or le mouvement qui est précisément celui que la barre du verrou G reçoit du levier de manœuvre, en sorte qu'il n'est plus simple que de faire actionner le *locking-bar* par le verrou. Ces deux pièces sont reliées à cet effet par un balancier M (*fig. 2, 5, 6 et 7*), pivotant autour d'un point fixe et portant à son autre extrémité une fourchette qui agit sur un bouton saillant appartenant au *locking-bar*.

La *fig. 1* représente la disposition adoptée par la Compagnie Paris-Lyon-Méditerranée pour le *locking-bar* lui-même. Le chevalet qui lui imprime, dans les appareils ordinaires, son mouvement d'oscillation verticale, est remplacé par deux galets Q, sur lesquels la barre P repose par l'intermédiaire de deux fourrures R, en forme de coins obtus, qui s'adaptent de la quantité voulue par l'effet du plan incliné, et tombent de la même hauteur en passant d'un côté à l'autre d'un galet de roulement. Cette disposition procure à l'appareil une solidité qui ne laisse rien à désirer.

Il y a dix-huit mois environ la Compagnie des chemins

ne Dujour)

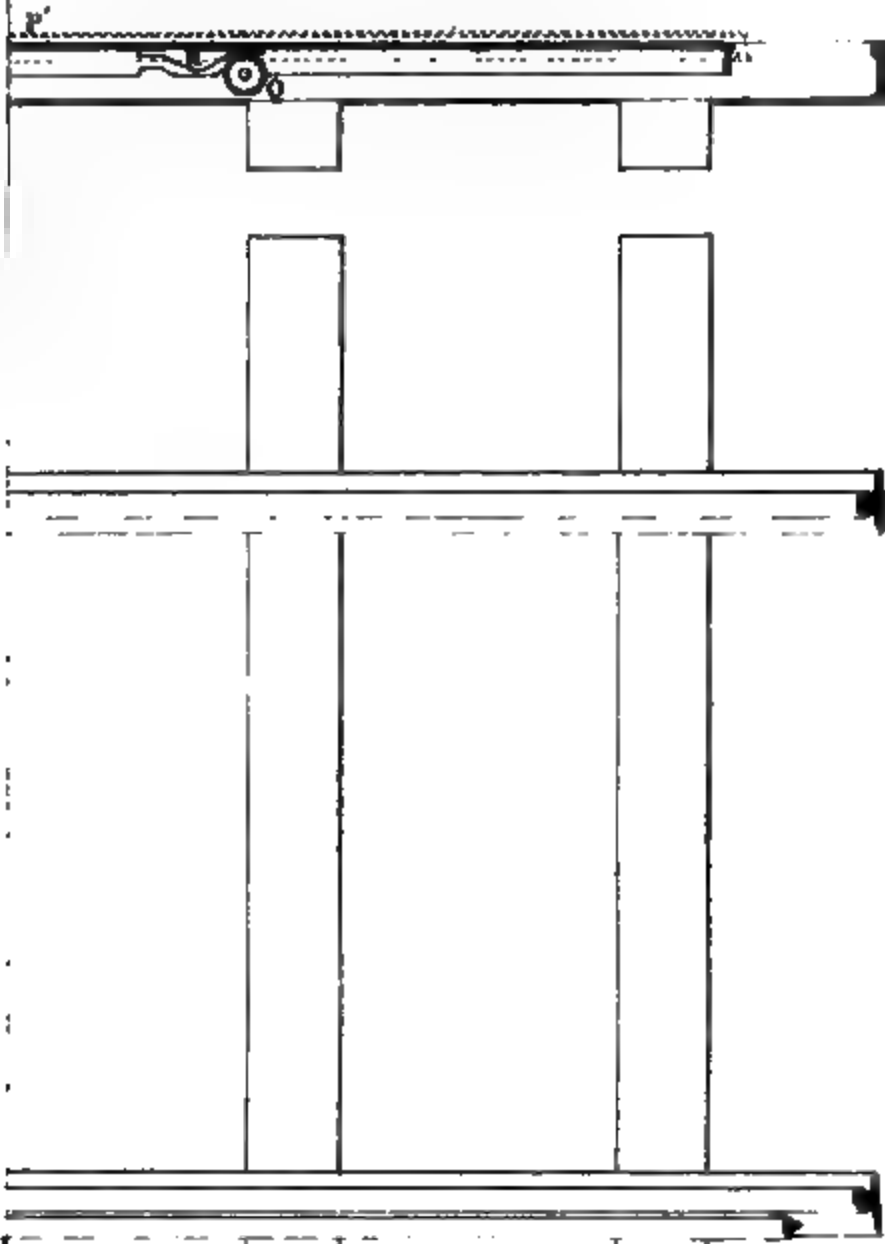
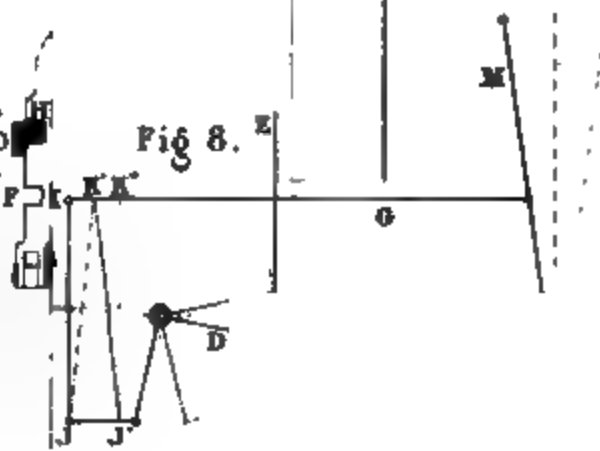


Fig 4. Coupe par CD

Fig 8.



le de d'ob p

l'entr et e

Maxwell sc.

de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée a mis en service 250 appareils Dujour, qui ont donné des résultats très satisfaisants. Elle se propose d'appliquer ce système successivement à toutes les aiguilles manœuvrées à distance par des postes Saxby ou par des postes Vignier.

Le coût d'un appareil mis en place, avec son châssis de fondation, est de 200 francs, tandis que le prix d'un verrou avec levier indépendant est de 340 francs dans le système Vignier, et de 370 francs dans le système Saxby, sans tenir compte de la part afférente à chaque levier dans la construction du bâtiment. Quant à la transmission rigide, que l'on économise également, son prix, variable suivant la distance du poste à l'aiguille, peut être évalué à raison de 12 francs par mètre courant.

DES ACCIDENTS ARRIVÉS DANS L'EMPLOI DES APPAREILS A VAPEUR

PENDANT L'ANNÉE 1881.

BULLETIN DES ACCIDENTS ARRIVÉS DANS L'EMPI

NATURE forme et destination de l'appareil. Détails divers.	CIRCONSTANCES de l'accident.	CONSÉQUENCES de l'accident.	CAUSE PRÉSUMÉE de l'accident.
<p>Chaudière cylindrique horizontale, à foyer intérieur, avec tubes pour le retour des flammes.</p> <p>Diamètre des tubes 0^m, 663. Épreuve en 1874. — Timbre 5 k.</p> <p>Diamètre du corps 1^m, 63. La face arrière de 8 à 9 millimètres d'épaisseur, infléchie vers le bas, était reliée à la boîte à fumée par 19 entretoises. La cornière qui l'assemblait au corps de la chaudière avait 9 millimètres d'épaisseur près de son angle.</p> <p>Épreuve en 1880. — Timbre 5 k.</p>	<p>La locomobile était installée provisoirement et ne fonctionnait que par intermittences. Vers 11 h. du soir, la courroie tomba, un bruit sourd se fit entendre et la vapeur s'échappa abondamment par la porte du foyer. Trois tubes rompus.</p> <p>La cornière d'assemblage du corps cylindrique avec la face plane d'arrière était fendue depuis un certain temps; cette fente s'est agrandie rapidement le jour de l'accident en produisant une fuite; sous l'influence d'une forte pression, il y a eu rupture totale de la cornière.</p>	<p>Le propriétaire brûlé aux jambes par la vapeur.</p> <p>Chaudière brûlée mortellement.</p>	<p>Défaut d'alimentation.</p> <p>Maintien en pression d'une chaudière possédant une fuite dangereuse.</p>
<p>Chaudière horizontale, cylindrique, à 2 bouillottes.</p> <p>Longueur du corps 10^m. Diamètre du corps 1^m. Diamètre des bouillottes 0^m, 100.</p>	<p>Vers 2 h. on s'aperçut que la bûche d'alimentation était recouverte d'une couche de matières grasses; on écraça la bûche au bras.</p>	<p>Deux hommes tués et un blessé. Dégâts matériels considérables.</p>	<p>Invasion intolérable d'acides gras mélangés à l'eau d'alimentation, à la suite de la rupture d'un serpentin de distribution des séides. Unis aux</p>

emplet de l'appa-
rils de réchauffe-
ment, on a aussi imparti
6).

20 août....	Usine de manutention à Paris.	Chaudière cylindrique à deux bouillottes. — Réchauffeur commun à deux chaudières assemblées.	Chaudière à 0 k. 5. La pro- mière fois qu'il vint de la vapeur à une pression esti- mée de 5 k. 5, le fond s'est détaché sur tout son pour- tour.	Résumé.	Grande pression hydraulique exercée par la pompe mécanique alors que l'eau l'eau vers la chaudière et condamnée par la fermeture des robinets d'arrêt.
30 août....	Exposition rurale à Balma (Haute-Garonne).	Chaudière tubulaire à foyer intérieur. — Foyer cylindrique à section ovale de 1 m, 05 sur 0 m, 30 ; il se prolonge par un tube de 3 m, 30.	Le foyer intérieur et la plaque tubulaire ont été lancés à 50 mètres, le corps principal et la machine à 36 mètres appuyés sur sa dépression de 6 mètres de la face de droite un affai- sement complet accompagné d'une large crevasse dans vernal; cette crevasse recti- ligne passe par cinq trous de rivets fixant une armature.	Un bonnet de cuivre.	Disposition ovale du foyer éminemment déformable par la pression de la vapeur. — Enroulement compliqué, non visité. — Ecrasement du foyer sous une pression qui n'était probablement pas supérieure à la pression normale.
15 septembre	Fabrique de boutons à Paris.	Chaudière cylindrique avec foyer intérieur et 20 tubes de recevoir de flammes formant un faisceau amovible. Capacité 1187 litres. — Timbre 8 k.	Au moment d'une alimentation, un jet de vapeur et d'eau chaude ouvrit brusquement les portes du foyer. Les 20 tubes de laiton de la rangée supérieure se sont plus ou moins gonflés et déformés vers leur extrémité posté- rieure.	Chaudière brûlée mortelle- ment.	Défaut d'alimentation. (Orifice intérieur du tube de verre bouché par de la diase).

23 août....	Fabrique de chapeaux à Dijon.	Récepteur en tôle, cylindrique, vertical, avec un fond supérieur légèrement convexe et un fond inférieur concave dont le bord venait s'appuyer contre la paroi cylindrique à laquelle il était rivé. Diamètre 0 ^m ,30; hauteur 0 ^m ,60.	Employé auparavant à l'alimentation d'une petite chaudière à 4 k., 5, il venait d'être adapté, sans épreuve préalable, à une plus grande chaudière à 6 k., 5. La première fois qu'il vint de la vapeur à une pression estimée à 5 k., 5, le fond s'est détaché sur tout son pourtour.	détaché par la queue à l'effort l'eau bouillante.	Cinq ouvriers brûlés, dont deux assez gravement.	Mauvais emploi de l'appareil incapable de résister à une pression aussi importante (6 k., 5).
29 août....	Usine de manutention à Paris.	Chaudière cylindrique à deux bouilleurs. — Échauffeur commun à deux chaudières assemblées.	Les deux robinets de communication La sonde Le foyer. La tête en fonte s'est brisée, un fragment a été lancé à une faible distance sans atteindre personne.	Notant.		Grande pression hydraulique exercée par la pompe alimentaire alors que l'issue de l'eau vers la chaudière était condamnée par la fermeture des robinets d'arrêt.
30 août....	Exploitation rurale à Bala (Haute-Garonne).	Chaudière tubulaire à foyer intérieur. — Foyer cylindrique à section ovale de 0 ^m ,05 sur 0 ^m ,90; il se prolonge par une partie cylindrique de 0 ^m ,70 de diamètre et 1 ^m ,27 de longueur. — La plaque d'avant, les tubes et le foyer forment un système amovible. — Entrées compliquées par leur nombre, leur espèce et par les dispositions propres à conserver l'amovibilité du foyer. Timbre 6 kilogrammes.	Le foyer intérieur et la plaque tubulaire ont été lancés à 50 mètres, le corps principal et la machine à 36 mètres dans la direction opposée. Le foyer présentait sur sa paroi de gauche une dépression notable et sur le milieu de la face de droite un affaiblissement complet accompagné d'une large crevasse le traversant; cette crevasse rectiligne passe par cinq trous de rivets fixant une armature.	Un homme tué.		Disposition ovale du foyer extrêmement déformable par la pression de la vapeur — Entrées compliquées, non visitées. — Écrasement du foyer sous une pression qui n'était probablement pas supérieure à la pression normale.
15 septembre	Fabrique de boîtes à Paris.	Chaudière cylindrique avec foyer intérieur et 20 tubes de retour de sannes formant un faisceau amovible. Capacité 1187 litres. — Timbre 8 k.	Au moment d'une alimentation, un jet de vapeur et d'eau chaude ouvrit brusquement les portes du foyer. Les six tubes de laiton de la rangée supérieure se sont plies ou moins gonflés et déformés vers leur extrémité postérieure.	Chaudfleur brûlé mortellement.		Défaut d'alimentation. (Orifice inférieur du tube de verre bouché par de la braise).

BULLETIN DES ACCIDENTS ARR

DATE de l'accident.	NATURE et situation de l'établissement où l'appareil était placé.	NATURE forme et destination de l'appareil. — Détails divers.	CIRCONSTANCES de l'accident.	CONSEQUENCES de l'accident.	CAUSE PRÉSUMÉE de l'accident.
5 décembre	(Agriculteur)	Générateur cylindrique, horizontal, à deux bouilliers inférieurs et un réchauffeur supérieur. — L'ensemble est sur un socle en ciment. — Un robinet était placé sur ce tuyau.	Le chauffeur allumant une cigarette, le robinet s'est ouvert et le gaz s'est échappé. — Le gaz s'est allumé. — Le chauffeur a été brûlé.	Néant.	Pression excessive causée par l'accumulation dans le réchauffeur isolé de la chaleur par suite d'une disposition vicieuse et d'une fausse manœuvre.
6 décembre	(Agriculteur)	Chaudière horizontale, cylindrique, à deux bouilliers réunis au corps par une communication large. Timbre 5 k. La cheminée s'élève d'abord la partie inférieure du corps cylindrique, puis le bouillier de droite, enfin le bouillier de gauche.	Le bouillier de gauche s'est ouvert à la partie supérieure de la cheminée vitrée, en un point où la tôle a une épaisseur d'un millimètre. — La déchirure s'est prolongée sur la troisième vitre.	Dégâts matériels assez importants.	Entrée immodérée de la chaleur par suite d'une mauvaise correction.
8 décembre	(Eclairage)	Chaudière à bouilliers latéraux. Alimentation dans le bouillier inférieur, le dernier en contact avec le courant des flammes. Timbre 5 k.	Le bouillier inférieur a fait explosion. — La tôle s'est déformée. — La cheminée s'est effondrée. — Des débris traversaient la toiture produisant une ouverture de 0m,25 sur 0m,30.	Néant.	
12 décembre	(Exploitation agricole à Lagny-sur-Marne)	Chaudière de locomotive, cylindrique, tubulaire, avec foyer intérieur vertical. 100 tubes en cuivre.	Peu après le retour du chauffeur à l'atelier depuis peu d'une heure, la chaudière a fait explosion.	Un homme t.	

30 décembre	Papeterie à Sorel-Moussel (Eure-et-Loir).	Explose en 100v. Le siveur horizontal en tôle.— Diamètre 1 ^m ,83.—Tourillons aux centres des fonds ; la vapeur arrive par l'un d'eux et sort par l'autre. Les fonds sont reliés à la partie cylin- drique par une cornière. Timbre 2 k.	S'est ouvert sans explosion au tiers de sa longueur du côté du foyer. La cornière du côté du fond s'est rompue dans l'angle sur toute sa longueur.	Un ouvrier tué.	Excès de pression.—Moyens de modérer la pression de la vapeur à l'entrée défectueux ; évacuation de la vapeur ne pouvant se faire que par des orifices très-insuffisants.
-------------	--	--	---	-----------------	--

RÉSUMÉ.

RÉPARTITION DES ACCIDENTS.

1° Par nature d'établissements :

Bateaux.....	1
Bougies (Fabrique de).....	1
Bouillons (Fabrique de).....	1
Caoutchouc (Fabrique de).....	1
Chapeaux (Fabrique de).....	1
Colle (Fabrique de).....	1
Exploitation agricole.....	3
Ferronnerie.....	1
Filature.....	1
Forges.....	2
Limes (Fabrique de).....	1
Maintenance.....	1
Métallurgie (Usine de).....	1
Mines.....	3
Minoterie.....	2
Papeterie.....	3
Pâtres (Fabrique de).....	1
Sclerie.....	1
Sucrierie.....	1
Tannerie.....	1
Tanneries.....	1

Totaux.....

2° Par espèces d'appareils :

<i>Chaudières sans foyer intérieur :</i>	
Horizontales non tubulaires, avec ou sans bouilleurs.....	15
<i>Chaudières avec foyer intérieur :</i>	
Horizontales non tubulaires.....	1
Horizontales plus ou moins tubulaires.....	6
<i>Éléphants.....</i>	4
<i>Chaudières et appareils divers.....</i>	3

Totaux.....

3° D'après les causes présumées (2) :

<i>Conditions défectueuses d'établissement :</i>	
Construction, disposition, installation ou matières défectueuses.....	8
<i>Conditions défectueuses d'entretien :</i>	
Usure. — Fatigue ou amincissement du métal.....	6
Réparations non faites ou défectueuses.....	3
<i>Mauvais emploi des appareils :</i>	
Manque d'eau (sûvi ou non d'alimentation intempestive).....	3
Excès de pression.....	2
Autres imprudences ou négligences.....	10
Causes inconnues.....	2

(1) On n'a inscrit comme blessés que ceux qui ont eu au moins 20 jours d'incapacité de travail.

(2) Le nombre total des causes est supérieur à celui des accidents, parce que le même accident a quelquefois été attribué à plusieurs causes réunies.

MINISTÈRE DES

STATISTIQUE DES CHEMINS DE FER

L'EXPLOITATION DES CHEMINS DE FER

JANVIER AU 31 DÉCEMBRE.		OBSERVATIONS.
PAR KILOMÈTRE.		
Longueur	Produit	exp

CHRONIQUE.

(Juillet 1883.)

N° 44

NOTE

SUR

LA DURÉE DE TRAVERSES NON IMPRÉGNÉES
ET SUR L'USURE DES RAILS EN FER DE LA COMPAGNIE
DU NORD-UEST-AUTRICHIEN

Par M. BAUM, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Il résulte des chiffres publiés par la compagnie du Nord-Ouest autrichien, que dans la période des dix premières années de l'exploitation de son ancien réseau, de 1872 à 1881, toutes les traverses de ce réseau d'une longueur de 626 kilomètres, ont dû être renouvelées. Cette ligne avait été construite avec des traverses de bois tendre, non créosotées, et des rails en fer. Le nombre de ces traverses s'élevait à 429 000 en nombre rond, et après dix années d'exploitation un renouvellement intégral avait eu lieu. La proportion des traverses renouvelées à la fin de chaque année était :

Après la 1 ^{re} année			0,6 p. 100	
—	2 ^e	—	15	—
—	3 ^e	—	42	—
—	4 ^e	—	66	—
—	5 ^e	—	82,5	—
—	6 ^e	→	92	—

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

—	7°	—	96	—
—	8°	—	98	—
—	9°	—	98,5	—
—	10°	—	99,5	—

ont eu lieu en partie avec des traverses de chlorure de zinc, en partie avec des traverses ou non, et l'on a constaté que le coefficient de ces traverses était de beaucoup inférieur au haut. Ainsi sur les 27 800 traverses en sapin chlorure de zinc et employées au renouvellement eu de mis au rebut à la fin de 1881 que 0,03 n'avait posé 181 700 traverses en chêne non inuelles 12,78 p. 100 avaient été renouvelées à la fin de 1877, aucune n'avait été renouvelée à la fin de

compte que des rails en fer posés dans la voie pour la construction faite des voies de garage, le renouvellement a atteint 52,5 p. 100 à la fin de 1881. Ce renouvellement a commencé sur les sections à fortes rampes, et devint assez important à partir de la quatrième exploitation. Le coefficient de renouvellement de rails est très variable, suivant la provenance des rails. Les rails provenant d'une usine de Bohême n'ont donné qu'un renouvellement de 12 p. 100 du quantum initial à la fin de l'exploitation, tandis que les rails en fer d'origine allemande pour la même période de dix années, un coefficient de renouvellement de 66,5 p. 100. Les rails en fer fabriqués en Alsace, de Moravie et de Hongrie, ont été renouvelés en proportions variant de 23 à 56 p. 100.

Les rails employés au renouvellement de 1874 à 1877 ont donné jusqu'à la fin de 1881 à un coefficient de renouvellement de 0,43 p. 100 à 0,26 p. 100.

Le coefficient d'usure des rails en fer a atteint 1^{mm},53 en arrivant à un palier pour une circulation de 10 millions de tonnes brutes. Cette usure est mesurée sur l'axe de la roue sur la file extérieure des rails l'usure est de

N^o 45

NOTE

SUR

LA CONCURRENCE ENTRE LA NAVIGATION FLUVIALE
ET LES CHEMINS DE FER EN ALLEMAGNE

Par M. BAUM, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Sur deux fleuves en Allemagne, l'Elbe et le Rhin, les compagnies de navigation et la batellerie soutiennent depuis quelques années la lutte contre les chemins de fer, et leur disputent avec succès, une notable partie du transport des marchandises.

Le trafic de l'Elbe, en particulier, a pris, dans ces derniers temps un grand développement; les transports en destination ou en provenance des ports hanséatiques qui se trouvent à l'embouchure de l'Elbe ont de plus en plus la tendance de suivre la voie fluviale.

Deux causes ont donné lieu à l'augmentation des transports effectués par la navigation : d'abord les prix très faibles perçus par la navigation, et qui sont notablement inférieurs à ceux que fait payer le chemin de fer; ensuite la création de sociétés de touage à vapeur. C'est surtout à cette deuxième cause qu'il convient d'attribuer les récentes augmentations du trafic fluvial; car le bas prix du transport par bateaux a existé de tout temps. Ces prix quelque faibles qu'ils fussent ne suffisaient pas pour amener à la navigation les transports de certaines catégories de marchandises, dont l'expédition, le transport et la livraison devaient être effectués avec célérité, à jour et à heure fixes. La navigation à vapeur et surtout le touage à vapeur ont permis de donner aux transports par eau toute la régularité et la célérité désirables; et aussitôt l'industrie et le commerce ont profité des taxes favorables de la navigation et font effectuer maintenant, par eau, des transports que jusqu'alors ils avaient remis au chemin de fer.

Les tarifs de la navigation de l'Elbe sont beaucoup plus faibles

DOCUMENTS.

fer. Si l'on compare en effet des bateaux express ou des pour la relation Dresde-Ham- par 1000 kilogrammes :

ER.	TARIF PAR BATEAUX	
	EXPRESS.	A MARCHANDISES.
	fr. c.	fr. c.
	12,50	6,90
	18,75	15,75
	18,75	15,15
	13,75	8,00
	20,00	12,50
	13,75	10,65
	"	11,65
	17,50	10,00
	12,50	7,50
	16,25	12,50

ne dépasse guère que la mo- ndis que le prix de transport t que le tiers du tarif du che

ne part, par le chemin de fe l'Elbe, tant à l'expédition qu' urg, aux chiffres suivants :

EXPEDITIONS ET ARRIVAGES			
LIGN DE FER	PAR LA NAVIGATION DE L'ELBE		
	p. 100.	tonnage.	p. 100.
80	8,3	205,205	12,-
97	11,5	508,337	13,1
21	15,1	527,409	9,0
45	23,2	624,609	15,0
00	24,4	705,290	16,5
96	25,3	824,541	14,4
96	22,4	926,593	16,5

à partir de l'année 1879,
station de ses transports

augmentation de la valeur des marchandises.

augmentation est encore plus sensible, si on se rend compte la valeur des marchandises en destination de Hambourg et transportées par le chemin de fer et par la navigation de l'Elbe.

ANNÉES.	VALEUR DES ENTRÉES A HAMBOURG	
	PAR CHEMIN DE FER.	PAR LA NAVIGATION DE L'ELBE.
1879	p. 100. 34,8	p. 100. 7,9
1880	35,5	9,4
1881	34,5	11,2

La valeur des marchandises transportées par la navigation augmente plus rapidement que le tonnage de cette navigation. Cela tient à ce que l'industrie et le commerce ne se contentent plus de mettre à la navigation de l'Elbe des produits encombrants de peu de valeur, comme les pierres, les bois, les pommes de terre, mais confient même au bateau le transport des marchandises d'une assez grande valeur, comme les céréales et même les colis en détail.

Si l'on fait abstraction des entrées par mer dans le port de Hambourg, on constate que le tonnage de la navigation de l'Elbe représente 52,6 p. 100 du tonnage total des entrées par le chemin de fer et la navigation, et que la valeur de ces transports par eau est 25,6 p. 100 de la valeur totale des arrivages par la voie fluviale et la voie d'eau.

Le rôle de la navigation à vapeur va constamment en augmentant. En 1860, le tonnage des bateaux à vapeur ne représentait que 10,3 p. 100 du tonnage total de la batellerie; en 1881, ce tonnage s'élevait à 28 p. 100 du tonnage total. Il convient du reste d'ajouter que le chargement des bateaux, qui dans la période de 1811 à 1865 s'élevait à la descente à 80^t,9, avait atteint en 1870, 115,5, — en 1880, 118^t,1, — et en 1881, 126^t,3.

Il peut être intéressant de montrer comment, pour les diverses marchandises, se fait la répartition entre le chemin de fer et la navigation des expéditions faites en 1881 de Hambourg.

MENTS.

CONDITIONS DE HAMBOURG de la moyenne et haute Allemagne	
FER.	PAR LA NAVIGATION DE L'ELBE
	100000.
1	7,686
5	16,747
9	135,174
4	10,527
1	7,209
1	21,155
0	24,446
8	59,241
1	108,939
5	6,881
6	98,609
3	183,030
4	4,879
3	49,765
1	12,405
5	91,606
5	10,867
4	17,316

en l'importance des trans-
si devient un concurrent

hin où la navigation a été
s très importants. Si l'on
1, où commence à prospérer
où convergent un grand
ater pour le trafic de ce
mentation notable du ton-
en 1875, la part du trans-
ation du Rhin s'élevait
tant de 60,76 p. 100 ; et
rtée, en 1881, par la voie
du chemin de fer n'était

e chemin de fer des pr-
e dans le tableau suivi

MARCHANDISES.	NAVIGATION DU RHIN		CHEMIN DE FER	
	1875.	1881.	1875.	1881.
	p. 100.	p. 100.	p. 100.	p. 100.
Farines.	3,5	34,6	96,5	65,4
Café.. . . .	41,3	71,1	58,7	28,9
Sucre raffiné.	35,2	45,4	64,8	54,6
Houblon.. . . .	16,0	9,6	84,0	90,4
Tabac.. . . .	28,5	33,7	71,7	66,3
Vins.. . . .	80,7	26,8	19,3	73,2
Alcools.	43,9	50,3	56,1	49,7
Pétrole.	21,3	61,2	78,7	58,8
Colza.	50,9	58,8	49,1	41,2
Huile.	70,4	60,3	29,6	59,7
Coton.	44,9	49,8	55,1	50,2
Bois.. . . .	74,2	70,3	25,8	29,7
Houille.	50,4	68,7	49,6	31,3
Fer.	57,5	58,7	42,5	41,3
Machines.	13,7	24,2	86,3	75,8
Sel.	89,0	97,7	11,0	2,3
Soude.. . . .	22,6	55,5	77,4	44,5
Engrais artificiels.. . . .	1,3	0,8	98,7	99,2
Sucre brut.	16,8	7,4	83,2	92,6
Bière.	2,8	0,8	97,2	99,2
Pierres.	19,4	50,1	80,6	49,9
Ciment.	39,5	22,4	60,5	77,6
Verre.	3,4	8,0	96,6	92,0
Cuir.	55,5	93,0	44,7	7,0

Il résulte des chiffres contenus dans les tableaux qui précèdent que dans la lutte de la navigation contre le chemin de fer l'avantage, aussi bien sur l'Elbe que sur le Rhin, semble rester à la navigation et à la batellerie.

Paris, en avril 1883.

N° 46

La poudre des mineurs. — M. Michalowski, ingénieur à Montceau-les Mines, est l'inventeur d'une nouvelle poudre, dite *poudre des mineurs* (Brevet du 1^{er} mai 1882), et pour laquelle est déposée une demande en autorisation d'installer dans les environs de Saint-Étienne un établissement de fabrication. M. Barbier, capitaine d'artillerie, chargé de suivre les expériences faites en carrière et en galerie avec ce nouveau produit, a adressé à la *Société de l'Industrie minérale* la note suivante donnant le résumé des observations qui ont pu être faites sur ce nouvel explosif.

La poudre des mineurs se présente sous la forme de grains irréguliers, d'une couleur gris ardoisé rappelant assez exactement l'aspect du thé. Sa densité gravimétrique est faible, un peu plus de la moitié de celle de la poudre de mine. Mais cette légèreté ne constitue pas un défaut, grâce à l'extrême facilité avec laquelle elle se laisse comprimer et bourrer énergiquement, sans danger.

C'est une poudre *inexplosible*, c'est-à-dire fusant complètement sans qu'il y ait chance d'explosion, soit lorsqu'elle est en communication avec l'air extérieur, soit lorsque la résistance offerte par les parois du récipient où elle se trouve n'est pas très considérable. Dans une arme à feu, chargée et bourrée comme la poudre de chasse, elle fuse, *poussant* seulement la balle hors du canon. Bourrée plus énergiquement, elle fait éclater l'arme.

On a mis le feu à 12 kilogrammes de cette substance, contenus dans une caisse en bois à parois de 0^m,04 d'épaisseur. La pression des gaz développée a crû assez lentement pour déclouer et soulever le couvercle. La combustion s'est achevée à l'air libre. Cette combustion est très lente. La poudre s'enflamme difficilement à l'air. On n'arrive pas à y mettre le feu avec l'étincelle du briquet. Dans une mine chargée, on provoque l'explosion avec la mèche ordinaire du mineur. Cette poudre ne peut donc détoner que dans certaines circonstances qui ne peuvent naître fortuitement.

En résumé, ce produit :

- 1° Peut se fabriquer sans aucun danger ni inconvénient ;
- 2° Son transport se fait sans difficulté. Il ne craint ni la chaleur, ni le froid, ni les secousses du transport même le plus rude ;
- 3° Il peut se conserver indéfiniment. Les agents atmosph

riques n'agissent pas sur lui. Il peut même être mouillé à fond et reprendre ses qualités étant séché à nouveau ;

4° Sa force est comparable à celle de la dynamite ;

5° Il ne produit ni fumée, ni odeur désagréable, ni gaz nuisibles à la santé du mineur ;

6° Il a la propriété d'agir en profondeur et de déblayer généralement la roche jusqu'au fond du trou, contrairement à la dynamite qui, souvent, emporte la tête du trou et fissure seulement le massif, laissant à faire à l'ouvrier un travail considérable ;

7° On peut le comprimer aussi énergiquement qu'on le veut, au moyen d'un bourroir en cuivre, sans risques d'accidents ;

8° La charge des coups de mine s'exécute exactement de la même manière que pour la poudre noire. Il n'y a donc pas d'apprentissage pour les ouvriers mineurs.

Matériel roulant des chemins de fer français. — Le Ministère des Travaux Publics vient de faire le recensement des wagons et locomotives possédés par chaque compagnie de chemin de fer.

Les chemins de fer français comprennent tous ensemble :

1° Un nombre total de 6 893 locomotives dont 2 826 à voyageurs et 4 067 à marchandises ;

2° Un nombre total de 15 432 wagons à voyageurs, dont 3 208 de 1^{re} classe, 5 315 de 2^e classe, 6 909 de 3^e classe ;

3° Un nombre total de 182 089 wagons à marchandises.

Voici, pour les principales compagnies, comment se répartissent les chiffres :

Nord. — 1 138 locomotives ; 2 021 wagons de voyageurs, 35 971 wagons de marchandises.

Est. — 922 locomotives, 2 359 wagons de voyageurs, 22 401 wagons de marchandises.

Ouest. — 1 045 locomotives, 2 881 wagons de voyageurs, 17 465 wagons de marchandises.

Orléans. — 970 locomotives, 2 100 wagons de voyageurs, 20 433 wagons de marchandises.

Paris-Lyon-Méditerranée. — 1 960 locomotives, 2 489 wagons de voyageurs, 62 200 wagons de marchandises.

N° 47

BULLETIN BIBLIOGRAPHIQUE.

1882.

OUVRAGES ANGLAIS.

BESANT (W. H.).— A Treatise on Hydromechanics., Part 1, Hydrostatics. 4th ed. Post 8vo. pp. 218. 5.

Traité de mécanique hydraulique.

BUCKMASTER (J. C.) and Villes (J. J.). — The Elementary Principles of Scientific Agriculture, 12mo, pp. 212, cloth 1s, 6d.

Principes élémentaires de l'agriculture scientifique.

COLYER (F.). — Pumps and Pumping Machinery. London, 1882, 8°. 120 pp. 15 m.

Pompes et machines qui s'y rattachent.

DRINKER (H. S.). — Tunnelling Explosive Compounds and Rock Drills. 2nd ed., Revised and Enlarged. Illustrated. 4to, half-mor., pp. 1 200. New-York. 10s.

Mélanges explosifs pour le percement des tunnels et perforatrices.

FARADAY (M.). — Experimental Researches in Electricity. 3 vols. (Fascimile Reprint.). London, 1882, 8°. 57 m.

Recherches expérimentales sur l'électricité.

FOSTER (R.). — The Taxation of the Elevated Railroads in the City of New-York. 8vo, sd, pp. 61. New-York, 1/6.

Les taxes sur les chemins de fer aériens de la ville de New-York.

JACKSON (L. d'A.). — Hydraulic Manual : consisting of Working Tables and Explanatory Text. Intended as a Guide in Hydraulic Calculations and Field Operations. 4th edit. re-written and enlarged. Post 8vo. pp. 496, 16s.

Manuel d'hydraulique.

JOHNSTON (J. F. W.) and Cameron (G. A.). — Elements of Agricultural Chemistry and Geology, 13th edit. 12mo. pp. 516. 6s, 6d.

Éléments de Chimie agricole et de géologie.

LOCKWOOD (T. D.). — Pratical information for Telephonists. By T. D. Lockwood, Electrician, American Bell Telephone Company. 16mo, cloth, price 5s.

Renseignements pratiques pour les téléphonistes.

MINCHIN (G. M.). — Uniplanar Kinematics of Solids and Fluids. With applications to the Distribution and Flow of Electricity. London, 1882. 8°. 252 pp. 9m.

Cinématique uniplanaire des solides et des fluides.

PERRY (J.). — Pratical Mechanics. London, 1883. 12°. 270 pp. With Illustr. 4m. 20d.

Mécanique pratique.

ROBERT (H. Thurston). — The Materials of Engineering. In three Parts. Part 1, Non-Métallic Materials : Stone, Timber, Fuels, Lubricants, etc. By Robert H. Thurston, A. M., C. E. 8vo, cloth, Illustrated, price 18s,

Les matériaux employés par les ingénieurs, en trois parties.
1^{re} Partie les matériaux non métalliques.

SWINDEL (J. G.). and BURNELL (G. R.). — Rudimentary Treatise on Wells and Well Sinking. Revised ed., with a New Appendix on the Qualities of Water, 12mo, pp. 106. Crosby Lockwood, 2/.

Traité élémentaire sur les puits et leur fonçage.

THOMAS (P. Treglohan). — Head Master St.-James's Science and Art Schools, Keyham, Devonport. Magnetism. pp. 70, with 49 Figures engraved on wood. Fep. 8vo. price 8d. cloth.

Magnétisme.

URQUHART (J. W.). — Electric Light : Its Production and Use. 2nd ed., carefully revised with large additions. Post 8vo pp. 346. Crosby Lachwood. 1/6.

Lumière électrique, sa production et son emploi.

ET DOCUMENTS.

Roads : Their History, Constructions and their Illustrations. 2nd ed., rev. 12/.

et histoire, leur construction et leur

IS ALLEMANDS.

Ingenieur-Wissenschaft. 5 Bd Aus-
ingenieurs. 7. u. 8, (Schluss-)Heft. Mit
gärtner.

l'ingénieur.

ktion der Unterwaser. Von der Reichs-
Leipzig, Engelmann. 13.

Weser inférieur.

e Maschinenlehre, II. Bd. Getriebe.
nente. Mit in den Text gedr. Holzschn.
oss. 8°. XII u. p. 577—873. 6m. 60 d.
achines. 2° volume.

pe zur mechanischen Wärmetheorie,
ische Behandlung der von der Wärme
n. Leipzig, 1882. Teubner. 8°. 76 pp.

mécanique de la chaleur et en parti-
que des travaux intérieurs produits

stliche Abhandlungen. I. Bd. 2. Abth.
g, 1882. Barth. 8°. p. 321—938, IV,
524.

2° vol., 2° partie et 2° volume, 1° partie.

elte Werke. 2. Bd. Hrsg. v. K.
leimer. 17.

lume.

gemeine Untersuchungen aus der
chungen. Leipzig, 1882. Teubner. 8°.

Recherches générales sur la théorie des Équations différentielles.

MITTAG LEFFLER — Acta mathematica. Zeitschrift, hrsg. v. G. Mittag-Leffler. I. Bd. 4. hfte. Stockholm. (Berlin, Mayer et Müller.) 12.

Acta mathematica. Journal des Sciences pures.

STEFANOVIC (V. Vilovo, J. Ritter). — Ungarns Stromregulirungen. Wien, Hartleben. 5.

Régularisation des fleuves de la Hongrie.

THOMSEN (J.). — Thermochemische Untersuchungen. 2. Bd. Metalloide. Leipzig, Barth. 12.

Recherches thermochimiques.

UHLAND (W. H.). — Die Woolf'schen und Compound-Dampfmaschinen. Eine Darstellung der Entwicklung, Fortschritte und Konstruktionsprinzipien dieser Systeme. Mit 57 Textfig. und einem Atlas von 18 Taf. Konstruktionszeichnungen in Photolith. II. Abth. Leipzig, 1882. Knapp. 4°. III. u. p. 33—63. Mit 1 Tab. u. 10 Taf. 6m.

Machines à vapeur Woolf et Compound.

OUVRAGES ITALIENS ET ESPAGNOLS.

ALLIEVI (L.). — Equilibrio interno delle pile metalliche secondo le leggi della deformazione elastica. Roma, E. Loescher (tip. Salviucci), 1882. in-4. pag. 119 di testo, con atlante di 7 tavole. — L. 5.

L'équilibre intérieur des piles métalliques d'après les lois de la déformation élastique.

BIANCHINI (prof. Edoardo). — Delle oscillazioni del suolo sulle coste di Creta. Roma, tip. Forzani e C. in-8. p. 18.

Des oscillations du sol sur les côtes de la Crète.

CAVALLERO (ing. Agostino). — Le macchine a vapore, il materiale e l'esercizio tecnico delle strade ferrate : Termodinamica Aerodinamica. Testo, con 102 fig., e atlante di 35 tavole. Torino, tip. Camilla e Bertolero. in-8 gr. pag. XXIV-705. — L. 20.

Les machines à vapeur, le matériel et l'exploitation technique des voies ferrées.

CRUGNOLA (Gaetano). — Sui muri di sostegno e sulle traverse de' serbatoi d'acqua. Torino, A. F. Negro tip.-edit., 1882. in-8. pag. 371, con un atlante di 34 tav. — L. 15.

Monografie tecniche attinenti all' ingegneria.

Sur les murs de soutènement et les digues de réservoirs d'eau.

CURIO (ing. Antonio). — Materiali per l'altimetria italiana; fasc. 1°. Contribuzione all' ipsometria della provincia di Bergamo. Torino, tip. Bona. in-8. pag. 24, L. 1. — Trovasi vendibile rosso, il libraio Loescher, Torino.

Dal Cosmos di Guido Cora, vol. VI (1880-81).

Matériaux pour l'altimétrie italienne. Contribution à l'ipsométrie de la province de Bergame.

DEBENEDETTI (avv. Marco). — Di alcuni punti controversi in tema di Diritto ferroviario. Roma, tip. eredi Botta. in-8. p. 99. — L. 3.

De quelques points de droit en discussion relativement aux chemins de fer.

FALANGOLA (Federico), cap. del genio. Esperienze sulla resistenza alla flessione dei materiali da costruzione intraprese in Alessandria. Roma, tip. Voghera, 1882. in-8. pag. 118, con 4 tav.

Dal Giornale d'artiglieria e genio, p. 2^a, 1882.

Expériences sur la résistance des matériaux de construction à la flexion, entreprises à Alexandrie.

FASCE (Giovanni), cap. d'artiglieria. Degli ultimi perfezionamenti nella metallurgia dell' acciaio. Roma, tip. Voghera, 1882. in-16. pag. 32, con tavola.

Dal Giornale d'artiglieria e genio, p. 2^a, 1882.

Les derniers perfectionnements dans la métallurgie de l'acier.

FERRI (ing. G.). — Sulle arginature dei fiumi e loro rapporto alle piene, rotte, inondazioni e disastri alluvionali. Genova, tip. della Gioventù, 1882. in-8. pag. 55.

Sur l'endiguement des fleuves.

FRANCO (P.). — Elementi di mineralogia e geologia ad uso delle scuole per gli ingegneri e degl' Istituti tecnici. Napoli, B. Pelle-rano edit. (stab. tip. dell' Unione). in-8. pag. 367, con 103 fig. interc. nel testo. — L. 5.

Éléments de minéralogie et de géologie.

GUIDI (ing. Camillo). — Del calcolo grafico dei movimenti della terra : nota. Torino, tip. Salesiana, 1882. in-8. pag. 8.

Dagli Atti della Società degli ingegneri ed industriali di Torino.

Du calcul graphique des mouvements de terre.

GUSCETTI (ing. Federico). — Navigazione fluviale a vapore interna, ossia, Utilizzazione dei corsi d'acqua. Milano tip. Maglia, 1882. in-8 gr. pag. 32. — L. o 50.

Navigation fluviale à vapeur, ou utilisation des cours d'eau.

INVERNIZZI (G. B.). — Gli agenti efficaci per risanare e ripopolare le regioni malariche : brevi cenni. Roma, stab. tip. italiano diretto da L. Perelli. in-8. pag. 64.

Les agents efficaces pour assainir et repeupler les régions où règne la malaria.

KELLER (Antonio). — I progressi della statica agraria e l'agricoltura in Italia : memoria. Padova. tip. G. B. Randi, 1882. in-8. pag. 39.

Les progrès de la statique agraire et de l'agriculture en Italie.

LOCARNI (Gius.). — Progetto di porto marittimo nella rada di Vado presso Savona : relazione, ecc. Torino, tip. dell'Unione tipogr.-edit., 1882. in-8. p. 14.

Projet de port maritime dans la rade de Vado près Savona.

MINISTERO dei lavori pubblici ; Direzione generale delle opere idrauliche. Rilievi, osservazioni ed esperienze sul fiume Tevere. Roma, tip. eredi Botta. in-8 gr. p. 742.

Ministère des Travaux Publics. Direction générale des travaux hydrauliques. Relevés, observations et expériences sur le Tibre.

MURNIGOTTI (ing. Giuseppe). — Nuovo sistema di diaframmi e fondazioni da adoperarsi principalmente nelle costruzioni idrauliche : lettera. Bergamo. tip. Gaffuri e Gatti. in-8. pag. 22, con 2 tav.

Nouveau système de diaphragmes et de fondations à adopter principalement dans les constructions hydrauliques.

PASTURA (prof. Gio.). — Sulla esistenza di un valore economico-tipo atto a funzionare come misura di ogni altro valore di cosa

OCUMENTS.

ienza economica : proposta
8. pag. 15.

onomique-type propre à servir
e choses échangeables.

critica sulle varie determina-
della caloria : opera premiata
, ecc., e tradotta dall' inglese
ezia, tip. Antonelli, 1882. in-8.

rie V degli Atti del R. Istituto.
nter déterminations de l'équi-

un motore idraulico e relativa
rea. Palermo, tip. del Giornale
con una tav.

ue et de la dérivation d'eau à

ico nell' insegnamento elemen-
na teoria dei fenomeni elettrici.

'enseignement élémentaire de

a loro azione nella vallata del
in-8. pag. 23.

vallée du Pô.

Westermann ». Genova. tip.
con una tavola.

tori in generale, ed in parti-
oria, ecc. Venezia, tip. dell'
10.

in particulier du matas-fuegos.

N° 48

FUNÉRAILLES

DE

M. DE LA GOURNERIE

MEMBRE DE L'ACADÉMIE !

le vendredi 29 juin 1883.

DISCOURS

DE M. J. BERTRAND

SECRÉTAIRE PERPÉTUEL.

MESSIEURS,

Jules Maillard de la Gournerie, Membre libre de l'Académie des Sciences, Inspecteur général des Ponts et Chaussées, Professeur à l'École Polytechnique et au Conservatoire des Arts et Métiers, a eu, dès le début de sa carrière, l'heureuse fortune de mériter, par ses premiers travaux, la confiance, l'estime et l'amitié des chefs les plus éminents de son corps.

Chargé, sous les ordres de Léonce Reynaud, de construire le phare de Bréhat sur le rocher des Héaux, découvert seulement à marée basse, il devint géomètre par devoir ; imaginant en artiste ses surfaces de pierre, l'habile architecte qui était son chef faisait naître par leur rencontre des courbes gracieuses et nouvelles. Exercé aux

(*) *Nota.* Le corps ayant été transporté à Donges (Loire-Inférieure), ce discours n'a pas été prononcé sur la tombe.

épures classiques, le jeune aspirant n'y trouvait rien à imiter : à des problèmes nouveaux il fallait des méthodes nouvelles. La Gournerie accepta la tâche : sans conseil, sans aide, sans ralentir les travaux, il prépara pour chaque contremaître, en temps utile et en vraie grandeur, la description géométrique de la pierre qu'il devait tailler.

Signalé par ce premier succès, le jeune Ingénieur eut à exécuter au port du Croisic une digue exposée à la mer sur une longueur de 860 mètres. Reprenant une idée ancienne de Coulomb, il sut se montrer assez original dans l'exécution, assez inventif dans sa lutte contre les efforts de la mer, assez judicieux dans le compte rendu de ses travaux, pour mériter la plus haute approbation de l'Académie et obtenir une médaille d'or décernée par les souscripteurs des *Annales des Ponts et Chaussées*.

Aux travaux du Croisic succédèrent ceux de Saint-Nazaire ; la création du bassin à flot est l'œuvre capitale de la Gournerie comme Ingénieur. Les habitants de cette ville, transformée et enrichie, associent encore aujourd'hui, dans un même souvenir reconnaissant, le nom de Jules de la Gournerie à celui de son chef éminent, Jégou d'Herbeline.

Lorsque en 1849, la chaire de Géométrie descriptive devint vacante à l'École Polytechnique, Léonce Reynaud, membre du Conseil d'instruction, se souvint du jeune collaborateur de Bréhat qui maniait si habilement, au sortir de l'École, les méthodes qu'on n'y enseignait pas. Il pouvait répondre de sa science. La Gournerie seul en savait les lacunes ; il accepta cependant, mais avec hésitation, des fonctions pour lui si nouvelles. C'était un changement de carrière : ne transigeant jamais avec un devoir, le jeune professeur voulut, dans l'intérêt même de ses élèves, joindre dans sa chaire, au souvenir de la tradition polytechnique et à l'expérience de l'Ingénieur, l'autorité incontestée du savant. Ses études, ses travaux et ses décor

avaient désormais cesser qu'avec

l'Ingénieur, c'est sur des constructions qu'il voulut s'exercer sévèrement sur les arches biaises savoir, de sentiment exact des et d'une érudition attentive à stice. Il y joint à d'élégants théories des géomètres, des règles s. La reconnaissance des Ingénieurs, a décerné une médaille d'or à enrichi leurs *Annales*.

du Conseil de l'École Polytechnique du cours de Géométrie, l'Ingénieur sur la perspective, qu'il nait au souvenir un peu effacé reçues à l'École. La Gournerie retrouver et les reproduire, mais mesurer ses études aux besoins seulement. Il voulut s'élever plus haut que les artistes pour les constructions des artistes pour les constructions sévères études, appréciées et profit par les professeurs de l'École. Il peut-être la partie la plus précieuse et la plus digne de conserver, l'École, le souvenir d'une carrière

jours la compagnie de l'art, les volontiers et comptent sur leurs efforts, plus que sur un tracé géométrique composant un tableau, chaque jour; observateur curieux des chefs-d'œuvre d'admiration, la Gournerie, appliqué pas sur les plus précieuses gravures des plus grands maîtres en flagrant

DOCUMENTS.

sans grande irrévérence ne s'en tint pas ; il qu'en pliant le dos, la force et la grâce ; les des contours inadmissibles du verdict de la critique. C'est avec le spectateur d'un tableau véritable et seul point de ce point par lequel devienne pas choquer de ces concessions à l'originalité des leçons et grands mérites du be

fois, s'affranchissant de la Géométrie pure. Ses idées géométriques, sur les lignes des courbes planes et provoqué leurs esprits de ce siècle, M. Cauchy les principaux ouvrages de géométrie, et si l'on me demande quelques-unes de ces idées, il a bien voulu se dire que ces idées sont intéressantes remarques de chaque Mémoire de Cauchy un ornement pour son pays, le témoignage de son mérite de l'estime

sentiment de sa valeur, sa longue et active carrière, sa parole devant l'Académie, sans cacher à ses amis

qu'il attacherait au titre de membre de l'Institut, il hésitait à poser sa candidature. Sa santé chancelante lui conseillait la retraite : il songeait à se retirer en Bretagne où l'appelaient des souvenirs d'enfance et ses intérêts de famille. Quand la Commission chargée par vous, en 1873, de préparer une élection, fit vers lui, par une exception bien rare, une démarche reçue avec autant de reconnaissance que d'étonnement, il hésita quelques jours et, changeant ses plans d'avenir, il offrit à l'Académie et à la Science tout ce qui lui restait d'activité et de force.

Vous avez pu, depuis dix ans, le connaître et l'apprécier. Excellent ami, esprit élevé, toujours bienveillant et toujours juste, chez ses confrères de l'Institut comme chez ses collègues du haut enseignement et ses camarades des Ponts et Chaussées, il laissera de longs regrets et un ineffaçable souvenir.

N° 49

ETERMINATION PRÉCISE

DE LA

DES MURS DE SOUTÈNEMENT

A POUSSÉE DES TERRES

N, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

INTRODUCTION.

La poussée des terres et de la pression exercée sur un mur, sujet qui a été l'objet de beaucoup de recherches, est encore très obscure. Les théories proposées suffirait à montrer l'importance de ce problème et le nombre d'interprétations diverses. Les auteurs qui ont traité cette question, sont : Coulomb, Poncelet, le colonel Curie, M. de Prony, M. de Lévy, Considère, Rankine et moi-même. M. de Prony a le premier traité cette question, le sujet de la poussée des terres est perpendiculaire au mur, les autres, qu'elle est inclinée sur le mur, le mur étant incliné, le massif à sa partie supérieure, etc. M. de Prony a complété par Poncelet, M. de Prony, M. Collignon ont adoptée dans leur ouvrage, mais ils ont dit que la théorie de Rankine n'est qu'un cas particulier du principe de la moindre action, et qu'elle conduit à une série de travaux

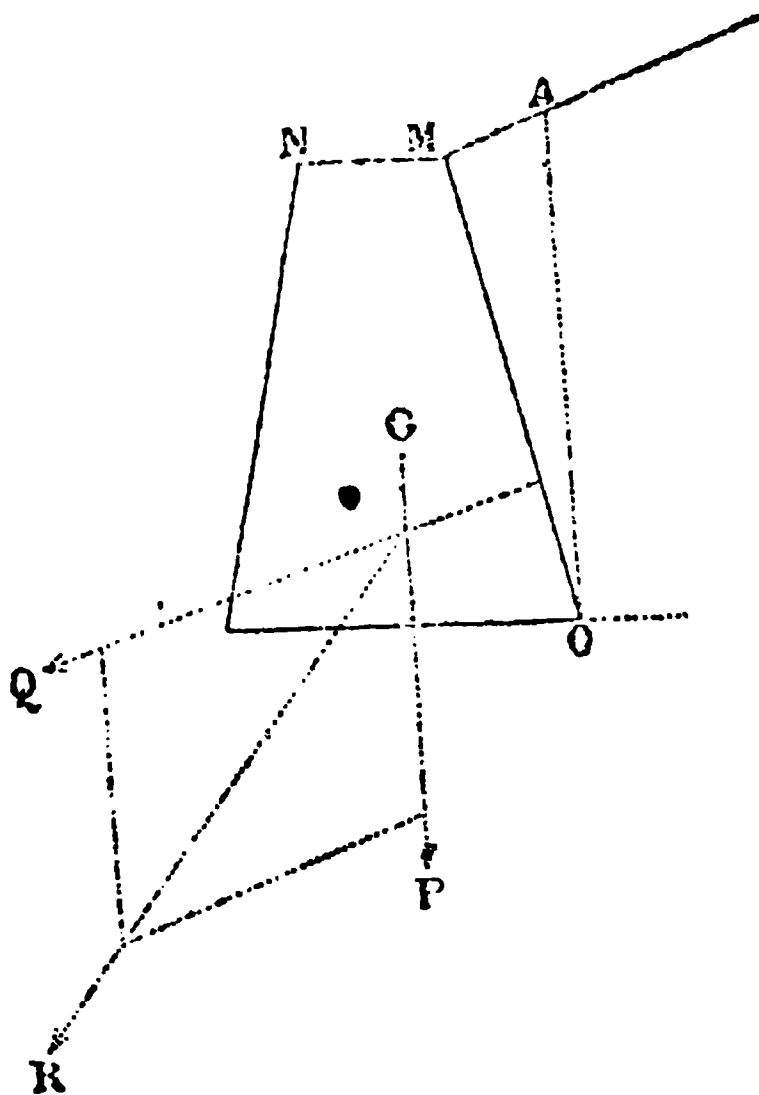
qui ne sont pas en accord avec les résultats obtenus par l'expérience.

le choix de la meilleure solution à adopter; la complication même des formules et procédés est un obstacle à leur application pratique; c'est ce qui nous a conduit, depuis longtemps, à étudier cette question pour trouver une règle simple qui puisse nous guider dans la rédaction de nos projets. C'est aussi ce qu'a fait notre collègue, M. de Lagrené, qui a publié le résultat de ses recherches dans le volume de décembre des *Annales des Ponts et Chaussées* de 1881.

Le point de départ, la base du système de M. de Lagrené, est le principe suivant qu'il emprunte à Rankine et auquel il donne la désignation de théorème n° 1 :

« Dans un massif de terre indéfini, limité à la partie
 « supérieure par un plan unique faisant un angle θ avec
 « l'horizon, la pression totale sur un plan vertical quel-
 « conque OA normal à la ligne de plus grande pente du
 « plan supérieur, est parallèle à ce dernier, et fait par
 « conséquent un angle θ avec l'horizon (*fig. 1*). »

Fig. 1.



111111

ET DOCUMENTS.

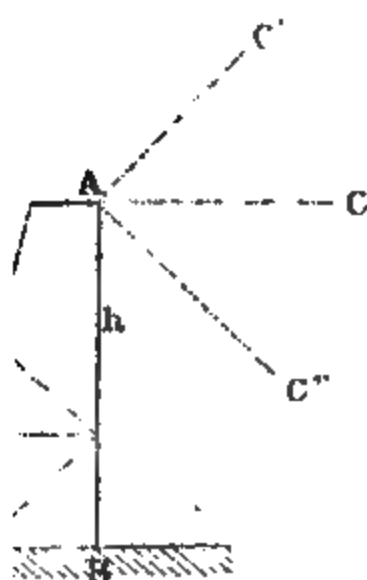
que évident; il se déduit
de la relation générale donnée par

de l'ouvrage de M. de Haussées 1874, t. VIII, p.
la contradiction avec le résultat
que nous avons repris l'état
dans lequel nous arrivons étant
observés et avec l'expérience
actuelle, nous avons pensé
qu'il était d'intérêt à la faire connaître.

exactitude du théorème

face intérieure verticale
sur un sol de terre arasé horizon

Fig. 2.



ent du mur par le plan
d'accord pour reconnaître
la poussée Q est horizontale
actuelle aussi; on peut, du

démontrer directement comme nous le ferons tout à l'heure. Cette poussée passe, comme on le sait, au tiers de la hauteur du mur à partir de la base; son moment, par rapport à l'arête de rotation O , est $Q \frac{h}{3}$. Le mur tombera par rotation si le moment de son poids, par rapport à la même arête, n'est pas plus grand que $Q \frac{h}{3}$. Par hypothèse, nous supposons le mur construit en matière très légère pour avoir en OB une base d'appui large, tout en réalisant la condition ci-dessus $Q \frac{h}{3} >$ que le moment du poids du mur.

Le mur tombera par rotation autour de l'arête O .

Maintenant, augmentons le volume du massif de manière à le limiter par un talus AC' ; la masse de terre qui tend tomber et que retient le mur étant plus grande, celui-ci aura évidemment une plus grande tendance au renversement et s'il tombe dans le premier cas, à plus forte raison tombera-t-il dans le second. Cela est d'une évidence matérielle. Cependant, si cette poussée reste parallèle au plan supérieur AC' , comme la théorie de Rankine le veut ainsi que celle de Poncelet, il arrivera un moment où elle viendra couper la base du mur à droite du point O , comme nous l'avons représenté sur la figure 2, et alors le mur n'a plus aucune tendance à tourner du côté du vide; il est, au contraire, appuyé sur sa base et se tiendra debout, indépendamment même de l'action de son poids. On arrive ainsi à une conclusion tout à fait absurde et contraire aux faits les plus évidents.

Si le plan supérieur, au lieu de s'élever à partir de A , s'abaissait de manière à diminuer le volume du massif et devenait AC'' , la poussée, d'après la même théorie poussée à son extrême limite, devrait être Q'' qui ferait tomber plus sûrement le mur que Q et donnerait une composante

MOIRES ET DOCUMENTS.

ver le mur, résultat encore plus t que M. de Lagrené se tro le théorème n° 1, déduit de l absolument faux, la théorie e plus exacte. Cela tient cer de Rankine est fondée sur la dans un massif granuleux fo ui soit partout à la limite de r i où cette hypothèse est admis lité, c'est-à-dire pour un mas n du talus naturel. elle de u talus (comme l'avait admis l re à la réalité, comme nou

sons notre théorie.

CHAPITRE PREMIER.

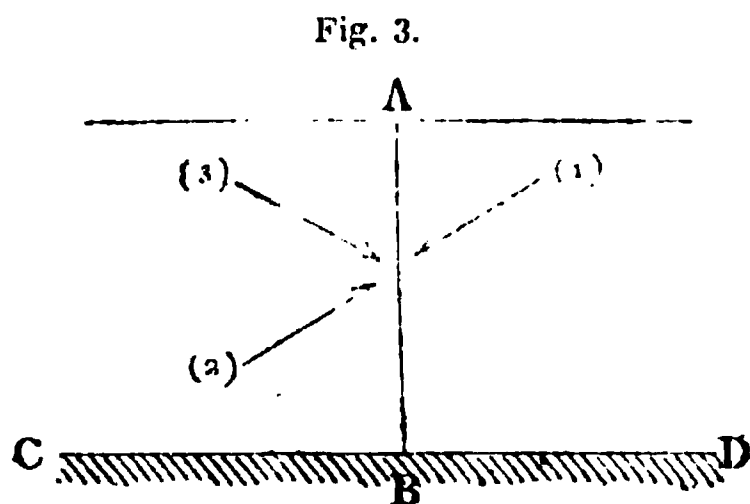
DUR LA CONSTITUTION DU MASSIF

re soutenu par un mur peut e manières différentes; ainsi les es de matériaux de densité oins pilonnées et tassées. Ces le degré de compression des font évidemment varier u rend qu'il soit difficile sinon i dans le calcul. Nous supposer léré se compose d'un remblai l : degré de compression par u par le tassement naturel; l la même. Dans la pratique, c ment remplies et si elles ne jours, en prenant une densité oisie, se placer dans des circ

très voisines de celles du cas considéré, tout en satisfaisant à la condition d'homogénéité sur laquelle nous nous appuyons.

Conséquences de cette hypothèse.

Cette hypothèse nous conduit immédiatement à la détermination de la direction de la poussée dans le cas d'un massif de terre limité à sa partie supérieure par un plan horizontal et reposant sur un autre plan horizontal indéfini CD, rocher ou massif de terre de forme invariable (*fig. 3*).



Dans un tel massif, la pression exercée sur un plan vertical AB infiniment mince, par chacun des deux massifs latéraux, a une résultante qui est horizontale.

En effet, il est évident que le plan d'appui indéfini CD ne supporte que le poids du massif uniformément réparti et ne donne, par conséquent, que des réactions verticales; de plus, les deux massifs partiels étant identiques et symétriques, la poussée qu'ils exercent contre le plan AB doit donner deux forces égales et symétriques qui doivent de plus être opposées puisque les deux massifs se font équilibre et que le plan d'appui inférieur ne supporte pas autre chose que le poids même du massif.

Ces conditions ne peuvent être réalisées que si la poussée de ces massifs est horizontale. En effet, si la poussée du massif de droite contre AB est oblique, telle que la flèche (1),

NÉMOIKES ET DOCUMENTS.

de gauche qui doit lui être égale et dirigée sera la flèche (2); or, à cause de la symétrie, la poussée devrait être aussi représentée par une flèche qui est impossible. Donc cette poussée

il faut remarquer que cette conséquence est énoncée pour un massif non homogène composé de strates ayant chacune une épaisseur constante et de densités différentes.

.. — Sans rien changer au massif de droite, nous supposons que le massif de gauche ait toujours les mêmes dimensions et soit maintenue invariablement dans la même position. Le massif de gauche se comporte, par conséquent, comme un solide qui réagit sur le massif de droite (réaction opposée à l'action du massif de droite). Si l'on suppose que l'action qu'exerçaient les molécules de gauche sur le massif de droite étaient libres; rien ne sera donc changé. Le massif de gauche qui agissent sur le plan AB; ce plan reçoit la réaction de la terre située à droite la même poussée que dans le premier cas et réagira par une force égale et dirigée en sens inverse. Nous pouvons donc dire que si nous remplaçons le massif de gauche par un mur de soutènement vertical d'épaisseur égale dont le parement se confonde avec le plan AB, la poussée du massif de terre soutenu sera la même.

Il est aussi que si une tranche du massif comprise entre deux plans verticaux parallèles était pressée par des forces de ces plans par des poussées obliques, la poussée résultante pourrait se décomposer en deux poussées, l'une horizontale et l'autre verticale. Les deux forces symétriques se feraient équilibre tandis que les composantes verticales s'ajouteraient au poids de la tranche et agiraient sur la base d'appui du massif de la même manière que la réaction verticale supérieure à celle résultant du poids de la tranche. Comme ce raisonnement peut s'appliquer à toute tranche, il en résulte que la poussée

pliquer à une série de tranches consécutives parallèles, on voit que le plan horizontal soutenant le massif aurait à supporter un poids supérieur à celui des terres, ce qui est évidemment absurde.

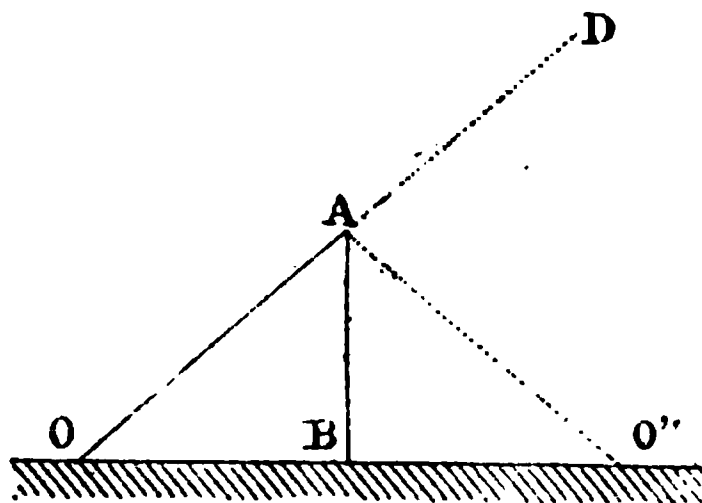
Cette détermination de la direction de la poussée a une grande importance, car elle nous permettra de trouver exactement la valeur de cette poussée dans le cas d'un mur à parement intérieur vertical soutenant un terre-plein.

Nous dirons plus loin comment nous trouvons la poussée dans les autres cas.

Ces considérations théoriques ont été vérifiées par nous par des expériences directes que nous décrivons dans le § 3 du chapitre III de ce mémoire.

Remarque. — Un massif de terre horizontal, limité latéralement par un plan vertical AB (*fig. 4*), peut être main-

Fig. 4.



tenu en équilibre non seulement par un massif symétrique, mais aussi par un simple massif triangulaire limité du côté opposé à la face verticale de contact par le talus naturel AO. Ce massif triangulaire maintiendrait en équilibre un massif symétrique ABO' ou tout autre massif dont la seconde face serait située dans l'angle O'AD, la ligne AD étant le prolongement du talus naturel AO. Dans ces divers cas, le massif ABO supporte des poussées qui sont de plus en plus grandes à mesure que l'angle BAO' va en s'ouvrant

1^{er} DOCUMENTS.

que le massif est terminé à l'indéfinie, la poussée a se comporte comme le triangle OAB , par des efforts équilibrés avec le poids du massif qui ne fait jamais varier l'angle de frottement, α .

NOTATION.

lecture du mémoire sans recourir aux yeux, nous avons désigné les parties par les mêmes lettres. O le pied du parement, A l'arête extérieure du massif, B l'arête intérieure. On trace l'emplacement de la ligne, horizontale ou inclinée, d'intersection de cette ligne avec le parement, passant par la base du triangle de plus grande pression, P , à la hauteur h .

Dans les cas nombreux, pour évaluer la poussée Q l'un des cas s'appliquera au cas d'un mur en *surplomb* ou d'un mur en *surcharge*, ou d'un mur en *surcharge*, réservant le plus simple, celui d'un mur en terre-plein horizontal. Le cas courant sera désigné par P , d sera la distance du mur à la base de terre.

le mur et le massif sont

comme ayant une longueur égale à 1 mètre, en sorte que les surfaces des sections des figures représenteront les volumes en mètres cubes des masses correspondantes.

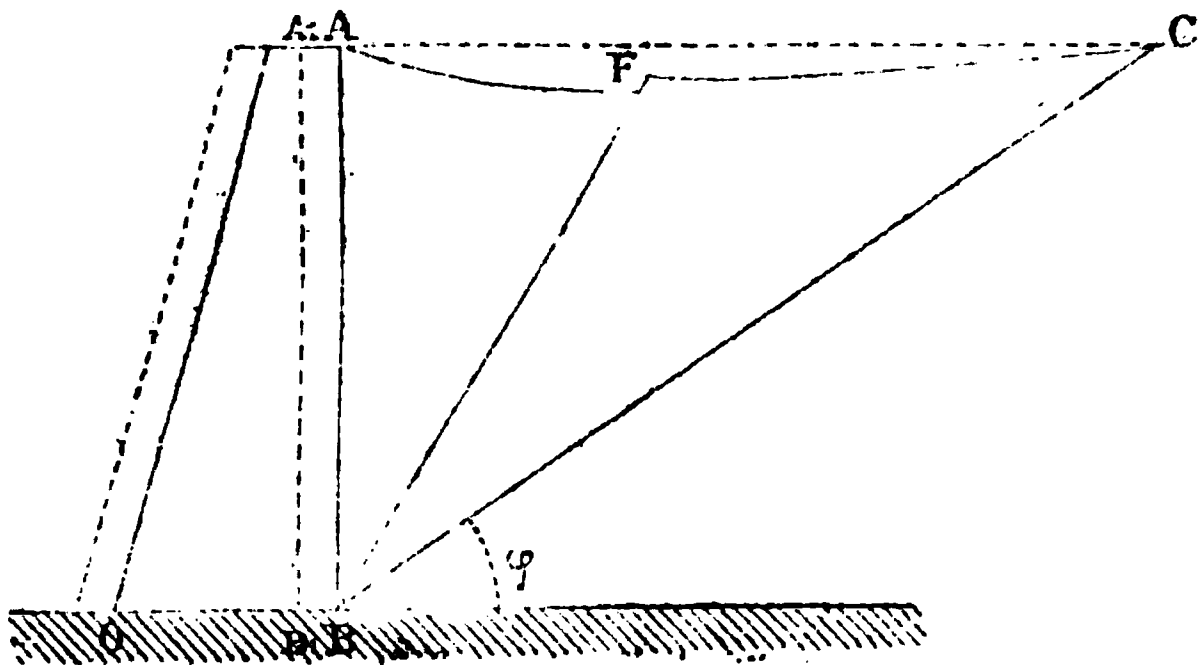
PREMIER CAS.

Terre-plein horizontal soutenu par un mur à parement vertical.

§ 3. — DÉTERMINATION DU PLAN DE RUPTURE DU PRISME.

Nous venons de trouver que la poussée d'un terre-plein contre le parement vertical AB était une force horizontale (*fig. 5*). La détermination de cette direction a une

Fig. 5.



grande importance, car elle va nous permettre de trouver la valeur et la position de cette poussée. Nous n'avons plus en effet, à faire intervenir dans la composition de cette poussée une force tangentielle au parement et analogue au frottement, et le problème devient plus simple.

Sous l'action de la poussée horizontale, le mur tend à se déplacer horizontalement en glissant sur sa base ; c'est le mouvement qui se produira si le mur ne rencontre pas sur sa base un frottement assez énergique pour le retenir.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

is que cette circonstance se réalise, ou bien soit produite artificiellement par une force nous examinons ce qui se passera pour un détal très petit du mur.

L'action de la poussée qui est horizontale, le long de la face AB du massif, que nous supposons de terre ordinaire présentant une légère inclinaison, viendraient en A, B, en se déplaçant d'une quantité infiniment petite sans changer leurs positions relatives; l'espace coté par le talus naturel fixe BC et le mur augmenterait; les molécules voisines du talus naturel tendraient à s'éloigner à cause du frottement qui y est à son maximum; la tranche de molécules AB n'a pas changé de position; le massif se déprimera donc dans l'intervalle entre le talus et le mur, comme le représente la figure; un développement se développera dans la région moyenne et il y aura une rupture de la tranche en F, comme s'il s'agissait d'une poutre reposant sur deux appuis A et C et soumise à l'action d'une charge au milieu.

Il nous pouvons en dire autant de toutes les tranches situées au-dessous de AB et composant le prisme. On voit que le massif se rompra plus ou moins suivant un plan BF situé dans le voisinage de l'angle ABC; le talon BFC restera en place à l'exception d'un très petit affaissement, tandis que la partie supérieure suivra le mouvement du mur; il se développera dans la région moyenne un frottement énergique qui agira sur les molécules sur une certaine épaisseur au-dessus de ce plan de séparation. Le plan de séparation pourrait donc être aussi désigné sous le nom de *maximum de déformation du prisme*.

Ces considérations sont déduites des faits qu'on observe que le mur de soutènement ne résiste pas à la poussée, comme l'on dit vulgairement. Elles

vraies tant que les terres conservent un peu de cohésion, quelque faible qu'elle soit ; à la limite, c'est-à-dire lorsqu'on a affaire à des massifs pulvérulents sans cohésion, comme du sable sec, par exemple, elles sont donc encore applicables. C'est ce que des expériences nous ont permis de vérifier directement (Voir au chapitre III, § 1).

Si au lieu de considérer un mur qui se déplacerait d'une petite quantité en glissant sur sa base, nous supposons que le massif soutenu ABC se contracte et diminue un peu de volume, les positions relatives du massif par rapport au mur et au talus BC, que nous supposons fixes, seront les mêmes, et tout se passera comme si le mur se déplaçait.

Ce que nous avons dit ci-dessus s'applique donc aussi à ce cas et l'expérience vérifie nos conclusions. On sait, en effet, que lorsqu'on accumule des terres vaseuses et molles dans le vide compris entre un mur et un massif terminé par un talus aboutissant dans le voisinage du pied du mur, la contraction de la masse résultant d'une dessiccation lente produit à la surface de la vase une dépression en forme de cuvette.

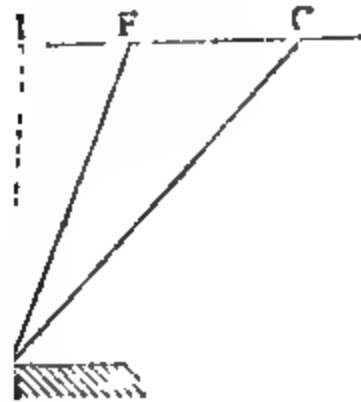
Lorsque le pied du mur est venu en B_1 , la tranche parallèle au talus naturel ayant pour base BB_1 se trouve immobilisée et ne bouge plus si le mur continué à se déplacer ; ainsi de suite pour les tranches suivantes ; il en résulte que le talus du sable, après l'éboulement complet du mur, est plus doux que le talus naturel. C'est aussi ce qui explique la succession ou séries de fentes séparant des tranches de terre étagées en gradins qu'on remarque dans la plupart des éboulements.

On voit que le prisme ABF (*fig. 6*) n'agit pas tout à fait comme un coin rigide et indéformable, mais bien comme un coin ayant une certaine plasticité ; à mesure qu'il se déplace pour suivre le mur, le plan de rupture FB se déplace aussi, si le mouvement se continue, et laisse entre

ES ET DOCUMENTS.

les de terre qui, après
à l'immobilité.
entre le mur dépendra évi

Fig. 6.

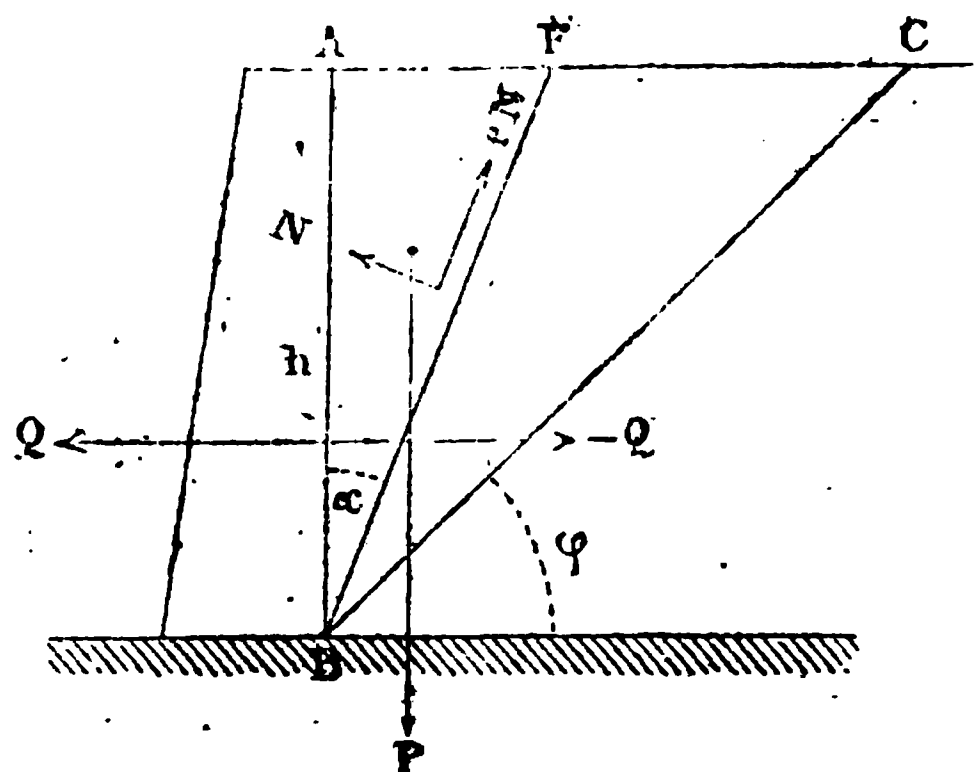


rupture BF. Nous voyons
près du mur, la poussée
prisme ABI aurait un vol
le frottement sur BI se
ce plan se trouve près
u prisme sera grand air
me, mais le frottement se
ur le talus naturel, il se
prisme de se déplacer et,
poussée contre le mur.
tion moyenne de ce plan
e est un maximum. La ri
t point du massif où la
ui tend à tomber, sur le
era maximum. Le plan de
sme qui donne la plus
'est évidemment en vue
ous devons construire le
sa statibilité.
ce qui vient d'être dit qu
rouver dans la région m

l'angle ABC, mais il est facile de déterminer algébriquement sa position exacte.

Soit α l'angle variable ABF (fig. 7), φ l'angle du talus

Fig. 7.



naturel des terres avec l'horizontale, Q la poussée que nous savons être horizontale, h la hauteur du mur, S la surface du triangle $ABF = h \frac{AF}{2} = \frac{h^2 \tan \alpha}{2}$, d la densité des terres ou plutôt le poids du mètre cube.

Les forces qui agissent sur ce prisme au moment *initial* de la rupture de l'équilibre sont :

1° Son poids pris sur l'unité de longueur $P = Sd = \frac{dh^2}{2} \tan \alpha$;

2° La réaction du mur AB égale et contraire à la poussée Q ;

3° La réaction de la masse de terre située à droite de BF. Nous ne connaissons pas cette réaction en grandeur ni en direction, mais nous pouvons la représenter par deux forces : l'une N normale à BF, et l'autre tangentielle, analogue au frottement et que nous représentons par Nf . Nous négligeons pour un instant la cohésion, c'est-à-dire l'adhérence

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

r entre les deux massifs suivant
l'heure comment nous pourrions

où le mur est sur le point de se
prisme est en équilibre; on po
tions suivantes qui expriment qu
es des forces qui agissent sur le
. directions perpendiculaires dor
nt que la composante de fN a

$$\begin{aligned} N \sin \alpha + Nf \cos \alpha &= N (\sin \alpha + f \cos \alpha) \\ N \cos \alpha - Nf \sin \alpha &= N (\cos \alpha - f \sin \alpha) \end{aligned}$$

lans la deuxième égalité, la valeur
re, on aura :

$$Q = P \frac{\cos \alpha - f \sin \alpha}{\sin \alpha + f \cos \alpha},$$

$$\text{et comme } f = \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Q devient :

$$\frac{-\sin \alpha \sin \varphi}{+ \cos \alpha \sin \varphi} = P \frac{\cos(\alpha + \varphi)}{\sin(\alpha + \varphi)} = P \cot$$

P par sa valeur, il vient :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \frac{\tan \alpha}{\tan(\alpha + \varphi)}.$$

num lorsque $\frac{\tan \alpha}{\tan(\alpha + \varphi)}$ le se
let que pour $\alpha = 0$ on aurait : \tan
 $\alpha = 90^\circ - \varphi$:..... $\tan(\alpha +$

tion est maximum pour $\alpha = 90^\circ$

que BF est bissectrice de l'angle
i mur et le talus naturel part
A), angle que nous appelons α .

Le maximum de Q sera donc :

$$(1) \quad Q = \frac{dh^2}{2} \frac{\tan \frac{a}{2}}{\tan \left(\frac{a}{2} + \varphi \right)} \quad \text{ou} \quad Q = \frac{dh^2}{2} \tan^2 \frac{a}{2} \quad (*)$$

Voilà ce qu'est la poussée lorsque le prisme de plus grande poussée est sur le point de se détacher du massif, après avoir vaincu les résistances qui s'opposent à son déplacement.

La poussée est donc égale au poids $\frac{dh^2}{2}$ multiplié par le rapport de la tangente de l'angle $\frac{a}{2}$ à la tangente de son complément $\left(\frac{a}{2} + \varphi \right)$ ou encore multiplié par le carré de $\tan \frac{a}{2}$.

Pour l'eau $\varphi = 0$; $a = 90^\circ$; $\tan \frac{a}{2} = \tan \left(\frac{a}{2} + \varphi \right)$,

on a : $Q = \frac{dh^2}{2}$ valeur connue.

Dans un massif solide, l'angle a est toujours plus petit que 90° , $\tan \frac{a}{2}$, sera donc plus petite que l'unité et la poussée Q plus petite que celle d'un fluide de même densité.

(*) Remarque : $\frac{a}{2}$ et $\left(\frac{a}{2} + \varphi \right)$ étant complémentaires, $\frac{\tan \frac{a}{2}}{\tan \left(\frac{a}{2} + \varphi \right)}$ peut

s'écrire : $\frac{\tan \frac{a}{2}}{\tan \left(90^\circ - \frac{a}{2} \right)} = \frac{\tan \frac{a}{2}}{\cot \frac{a}{2}} = \tan^2 \frac{a}{2}$; on revient ainsi à la formule

admise par un grand nombre de théoriciens pour le cas d'un mur à parement vertical soutenant un terre-plein horizontal.

RES ET DOCUMENTS.

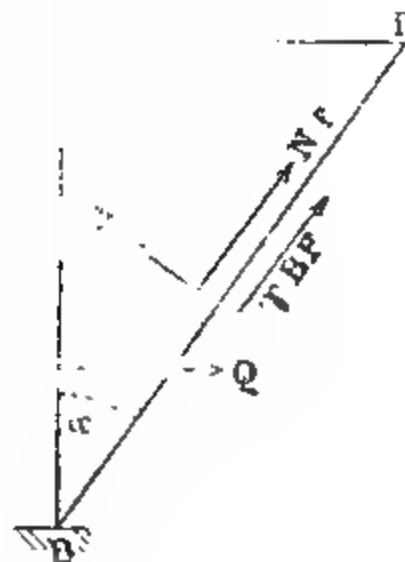
massif se détrempeaient as
la poussée serait alors éga
densité que la terre. Ce cas
tous ceux qu'on puisse pr

FLUENCE DE LA COHÉSION.

d'équilibre du prisme de ph
il se produit la rupture, no
l'abord parce que dans bea
avier cru, le sable sec, le :
rempées par l'eau, elle est
erres fortes, elle a encore
il s'annule presque comp
détrempées. On voit donc
tenir compte en pratique
rticulières pour ne pas la
tiendrait compte et quelle

erait le prisme de plus gran
détacher de la masse de d

fig. .



vant BF, puisque la sépar

fait par affaissement de F vers B. Soit γ l'effort à faire par mètre carré de surface pour cisailer la terre; l'effort tranchant sur la longueur BF sera $\gamma BF = \gamma \frac{h}{\cos \alpha}$. Cette cohésion agit sur le prisme de plus grande poussée identiquement comme le fait la force Nf , analogue au frottement, qu'elle augmente. C'est donc comme si au lieu de f (qui multiplie N), on prenait un coefficient nouveau f' plus grand, remplaçant à la fois le frottement et la cohésion et qui serait déterminé par la relation $Nf' = Nf + \frac{\gamma h}{\cos \alpha}$ qu'on peut écrire :

$$Nf' = N \left(f + \frac{\gamma h}{N \cos \alpha} \right) \quad \text{d'où} \quad f' = f + \frac{\gamma h}{N \cos \alpha}.$$

Ce coefficient f' étant variable avec α , son introduction dans les équations d'équilibre compliquerait beaucoup la recherche du maximum de Q . On peut éviter cette difficulté en remplaçant la partie variable de f' qui est $\frac{\gamma h}{N \cos \alpha}$ par une valeur approximative constante obtenue en faisant $\alpha = \frac{\alpha}{2}$, valeur donnant la poussée maximum dans le cas où il n'y a pas de cohésion. Cette première approximation suffira généralement dans les applications pratiques, sans qu'il soit nécessaire de procéder par approximations successives.

La valeur de N tirée de la première équation est :

$$N = \frac{dh^2}{2} \cdot \frac{\tan \alpha}{\sin \alpha + f \cos \alpha}$$

$$N \cos \alpha = \frac{dh^2}{2} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha + f \cos \alpha} = \frac{dh^2}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{f}{\tan \alpha}}$$

En faisant $\alpha = \frac{\alpha}{2}$ dans cette expression, on aura le déno-

DOCUMENTS.

$\frac{1}{\alpha}$ et par suite $f' =$

angle φ' sera l'ang

ne changeront pas
é par f' ; le pris

au maximum α :

terminé par la bis
ent AB avec le t

ent :

$$\frac{\text{tang } \frac{a'}{2}}{\text{ang } \left(\frac{a'}{2} + \varphi \right)}$$

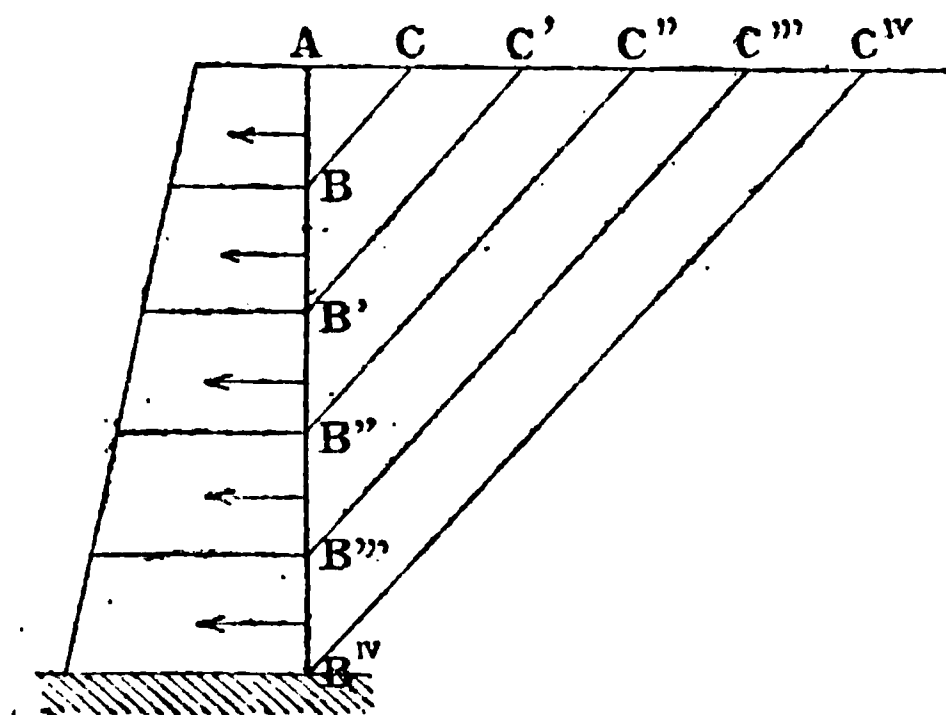
SSÉE SUR LE PAREM POINT D'APPLICATI

, la valeur de la
rtition sur la face
ation sur le même
divisé en parties c
que la surface sé
ssée correspondant
it représentée pa

Le prisme de j
nt AB du mur; c
donc les terres c
deux parements
B'C', différence d
Les tranches étant

produiront des poussées semblables, c'est-à-dire proportionnelles à leur surface. Si donc on veut la résultante de ces poussées partielles sur le parement AB^{IV} divisé en parties très petites, on sera conduit à chercher la résultante

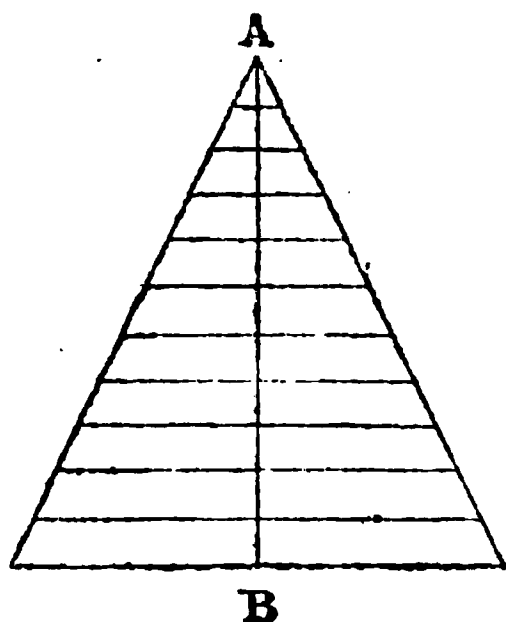
Fig. 9.



de forces parallèles appliquées sur AB^{IV} au milieu de la base d'appui des tranches considérées et proportionnelles à ces tranches.

Or, c'est précisément ce qu'on fait sur la médiane d'un triangle (*fig. 10*), pour trouver le centre de gravité de cette

Fig. 10.



rface, centre qui se trouve, comme on sait, au tiers de hauteur à partir de la base.

Cette division en tranches parallèles peut s'obtenir aussi considérant non plus le prisme de plus grande poussée, mais l'ensemble des terres soutenues et qui tendraient à s'écrouler si le mur n'existait pas. Ces terres sont limitées par le talus naturel passant par le pied du mur.

Si BC , $B'C'$, $B''C''$, etc., représentent le talus naturel des terres qui s'appuient contre les murs AB , AB' , AB'', etc., nous pourrions dire de même que la tranche BC , $B'C'$ représente la masse de terre qui pousse l'élément BB' , ainsi de suite. La conclusion sera la même pour le point d'application de la poussée, mais la division en tranches aura une autre inclinaison. Cette remarque trouvera son application plus loin, § 12, et permet notamment de dire que dans le cas où le massif est terminé par un talus au-dessus du mur au lieu d'être en terre-plein, la poussée passe encore au tiers de la hauteur.

§ 6. — STABILITÉ DU MUR.

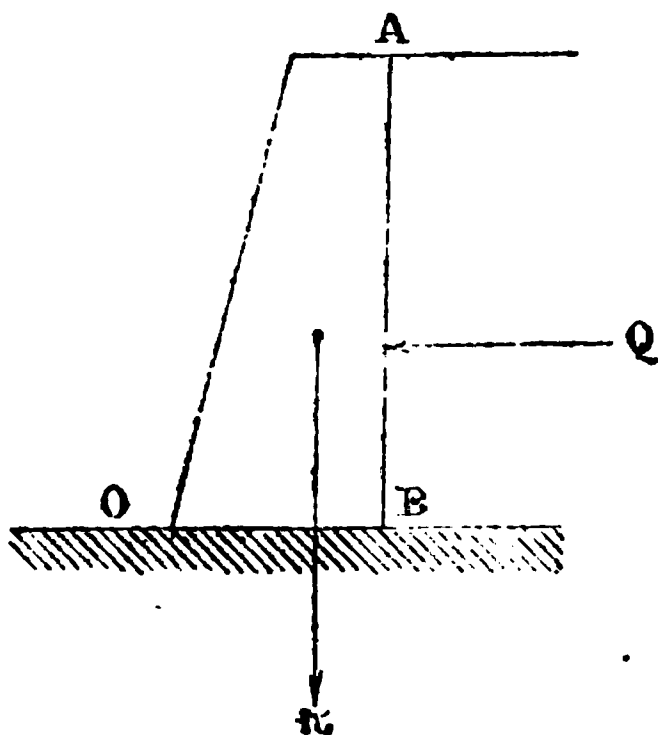
Connaissant la valeur, la direction et la position de la poussée Q , il est facile de calculer la stabilité du mur.

Examinons d'abord comment un mur de soutènement à paroi verticale et ayant un poids π sera renversé s'il ne satisfait pas aux conditions voulues pour être stable.

1° GLISSEMENT SUR LA BASE. — Sous l'action de la poussée horizontale Q , ce mur tendra d'abord à glisser sur sa base (fig. 11). La résistance qui s'opposera à ce mouvement proviendra du frottement dû au poids π du mur réparti sur la base OB , et de la liaison des maçonneries avec le massif de fondation. Cette dernière résistance est énorme ; pour être vaincue, il ne suffirait pas de détruire la complète adhérence du mortier aux pierres ou à lui-même, mais bien de cisailer les aspérités des moellons qui, en s'enchevêtrant plus ou moins dans les diverses assises, ne

permettent pas de trouver un plan parfaitement uni suivant OB et sur toute la longueur du mur. Ce mode de déplacement ne se produira donc pas s'il en existe un autre à résistance moindre et c'est ce qui arrive généralement en pratique si le mur est établi sur une bonne fondation.

Fig. 11.



En admettant qu'il n'y ait pas enchevêtrement des matériaux ni adhérence des mortiers, la seule résistance à vaincre sera le frottement du mur sur sa base. L'effort à exercer pour faire glisser une pierre sur une autre étant les 75 centièmes environ de la pression au contact, on devra avoir, pour que ce mouvement ne se produise pas :

$$Q < 0,75 \pi$$

ou en général $Q < f \pi$, f étant le coefficient de frottement du mur sur la surface d'appui de sa base. Mais ce cas ne se présente jamais en pratique, pas même dans les murs à pierres sèches où l'enchevêtrement des pierres augmente encore, et d'une quantité notable, le coefficient de frottement.

On n'a pas non plus à examiner le cas du frottement du mur sur la terre qui donnerait un coefficient moindre, si l'on a la précaution d'engager les fondations dans le sol

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

affisante pour que la butée des ter
icement par glissement.

1. — Le mur peut aussi être renv
ment des matériaux qui se trou
poussée Q et le poids π du mur
qui passe à une distance plus
e extérieure O formée par le pie
ur. — Lorsque cette résultante p
base, on admet que la pression
ue la composante normale de R ,
répartit uniformément sur la ba
contre la base à une distance u
a moitié de la largeur b de cett
us répartie uniformément, elle va
e qu'on se rapproche de l'arête

a $u < \frac{b}{3}$ ou $u > \frac{b}{3}$, ce maximu
le sait, au moyen des express
nelles N représente la composante

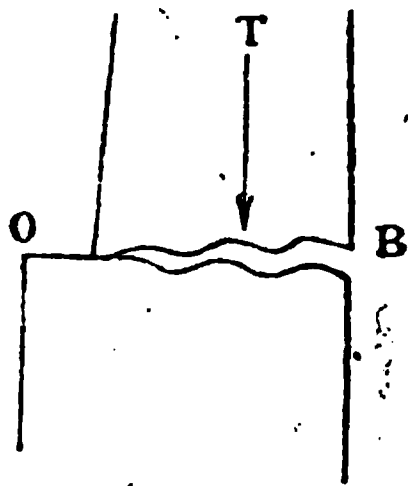
$$\begin{aligned} &= \frac{2}{3} \frac{N}{u}, & \text{si } u < \frac{b}{3} \\ &= \frac{2N}{b} \left(2 - \frac{3u}{b}\right) & \text{si } u > \frac{b}{3}. \end{aligned} \quad (C)$$

DU MUR AUTOUR DE L'ARÊTE O . —
enversement du mur est la rotatio
ure O ; c'est généralement cette
moindres résistances et qui se
ent ou l'écrasement (*fig. 12*).

et déduites de la loi hypothétique dite loi du
améliorée par Bélanger. Elles ne doivent être
sserve, car elles sont contredites par les fe
ou que le point d'application de R passe en

Cette rotation entraînera nécessairement un petit écrasement vers l'arête O, à l'origine du mouvement ; puis lorsque aura ouvert le joint OB d'une quantité suffisante pour que les aspérités de la section de rupture soient dégagées de leur enchevêtrement réciproque, alors le glissement pourra se produire avec ou sans la continuation de la rota-

Fig. 12.



tion. Le point important à signaler, c'est qu'au début du mouvement, il y a *rotation autour de l'arête O*.

Pour que la force Q puisse produire cette rotation initiale, il faut que son moment puisse vaincre les trois résistances suivantes :

1° L'arrachement des maçonneries dans la section OB. Cette résistance n'est pas à négliger depuis que les Ingénieurs emploient les excellentes chaux hydrauliques que nous connaissons. Ainsi, après quinze jours seulement, le mortier de chaux du Teil offre à l'arrachement une résistance de 1 kilogramme par centimètre carré et cette résistance croît encore beaucoup avec le temps. Le moment de cette résistance, par rapport au point O, est facile à calculer ; ce sera la résistance totale T de la section à l'arrachement multipliée par le bras de levier, c'est-à-dire par la demi-longueur OB ;

2° En même temps que cette première résistance, la rotation aura à surmonter la résistance due au poids π du mur.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

de levier sera égal à la distance qui :
 verticale passant par le centre de gra
 transversale du mur;
 enfin, pour se produire, la rotation de
 et en même temps la résistance que l
 dans le frottement qu'exerceront les t
 e contact AB (*fig. 13*). Ces terres, en e

Fig. 13.



le mur et les divers points de la sec
 de bas en haut lorsque le mur tourne
 res opposeront donc une résistance c
 t le plan AB qui est vertical à l'orig
 Ce frottement est égal à la pression n
 par le coefficient f de frottement des
 le coefficient est égal à celui de la terre
 parement AB est toujours rugueux et
 s sont garnies de terre adhérente au
 se fait donc en réalité terre contre te
 de cette force fQ est égal à OB ; s
 rt à l'arête O est donc facile à calculer
 moment de la poussée comparé à la s

moments ci-dessus prise en numérateur donnera exactement la stabilité du mur.

On voit ici l'importance du rôle que joue le frottement dans la stabilité des murs de soutènement. Nous disons stabilité et non intensité de la poussée parce que cette dernière force est indépendante du frottement plus ou moins grand des terres contre le parement du mur. En effet, on comprend qu'un même massif, soutenu en équilibre stable par deux murs identiques, mais qui auraient : l'un son parement intérieur très poli de manière à ne donner lieu qu'à un faible frottement, l'autre un parement très rugueux donnant un frottement considérable, ne pourra exercer contre ces murs qu'une seule et même poussée, puisque ce massif est identiquement le même dans les deux cas. La poussée ne dépend donc pas du frottement contre le parement, frottement qui agit seulement pour retenir le mur avec un bras de levier plus ou moins grand suivant le profil adopté.

On devra donc donner au parement du mur en contact avec les terres une surface aussi rugueuse que possible en laissant en saillie toutes les aspérités des pierres, si même on n'y place pas des moellons spéciaux formant des saillies plus ou moins considérables.

Ce que nous venons de dire montre qu'on peut se proposer deux buts distincts lorsqu'on détermine le profil d'un mur de soutènement, et par suite appliquer deux méthodes différentes à la détermination de ce profil, suivant qu'on veut que la pression ne dépasse pas tel maximum par centimètre carré dans chaque section (*Profil d'égale résistance à la pression*), ou bien que dans aucune section faite par un plan horizontal, le mur ne tende à être plus facilement renversé qu'en tournant autour de l'arête extérieure de son pied (*Profil d'égale résistance au renversement*).

Cette distinction entre les deux buts et les deux méthodes

S ET DOCUMENTS

te, puisqu'on ol

la stabilité du
ar rotation aut
ent vu (*fig. 14*).

Fig. 14.



mur, t la résis
ar mètre carré.
gravité du mu
courant;

ement sera $Q \frac{h}{3}$
uchement de la
 $\frac{\overline{OB}^2}{2}$.

πc et celui du fr
ur ne tombe pa

$$\frac{\overline{OB}^2}{2} + \pi c + f.Q.\overline{OB}$$

ité, c'est-à-dire

somme des moments résistants au moment renversant, sera donné par la division du second membre de l'inégalité (1 bis) par le premier membre.

On peut se donner le coefficient de stabilité, qu'on estime d'après le degré de garantie que doit présenter la construction et le degré d'incertitude que présente soit la qualité des matériaux, soit la réalisation des circonstances qui pourraient augmenter accidentellement la poussée des terres. Si l'on prend ce coefficient égal à 1,5, on calculera au moyen de l'égalité qui en résulte :

$$1,5 Q \frac{h}{3} = \frac{\overline{OB}^2 t}{2} + \pi c + f.Q.\overline{OB}$$

l'une des dimensions du mur, la base OB par exemple qu'on laisse inconnue, Q étant remplacé par sa valeur maximum.

En calculant Q avec les deux valeurs de φ correspondantes au terrain sec et au terrain détrempe et en portant ces deux valeurs dans l'expression (1 bis), on mesure exactement et rigoureusement l'influence que ce changement d'état du terrain exerce sur la stabilité. On apprécie de même les variations que t subit avec le temps qui durcit les mortiers ou suivant la qualité des mortiers; l'expression simple $\frac{\overline{OB}^2}{2} t$ en donne exactement la mesure.

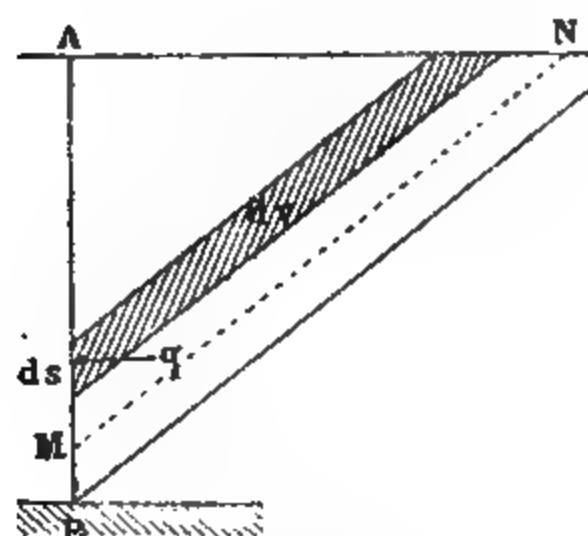
Enfin pour une même section transversale du mur et par conséquent pour un même poids π de maçonnerie, les variations de forme de la section se mesurent rigoureusement dans la même expression en y mettant les valeurs de c et de OB correspondantes à chacune de ces sections. Ces calculs sont très simples et donnent des indications très intéressantes dont le constructeur peut tirer un excellent parti. Nous en donnerons des exemples dans le chapitre des applications.

Enfin nous avons le moyen d'évaluer exactement la pres-

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

et quelconque du parement du π
avons dit au paragraphe 5. E
n élément ds (*fig. 15*) étant proj

Fig. 15.



la tranche correspondante parallè
us grande poussée, q sera, en
tte tranche et S la surface du tri
n du prisme de plus grande poi

$$q = Q \frac{dv}{S},$$

et toujours pris sur l'unité de lo
pratiques. — L'angle φ doi
tassées, de même nature que c
re le mur, humectées jusqu'à
ne cela peut arriver si le mas
drainé, ou s'il est submergé),
-mêmes pendant un temps sul
nt sur le talus naturel soit comp
s par des rechargements faits
partie supérieure du talus.
importance d'un assainissemen
tenus, ce qui empêche l'angle φ

pendant les pluies et évite des variations dans la poussée des terres. On voit aussi la sécurité que présente l'emploi, derrière les murs, de remblais en gravier, en pierres sèches, dont le talus naturel ne s'abaisse pas lorsque les terrains sont mouillés. Si le mur tient au début, on est sûr qu'il résistera indéfiniment, à moins qu'une cause accidentelle et étrangère, comme un tassement des fondations, n'occasionne sa chute. Enfin, on voit l'importance considérable que peut avoir le choix des chaux et la résistance des mortiers à la traction.

La moindre déformation dans les fondations changerait notablement les conditions de stabilité; il est donc essentiel d'élever le mur sur un massif très solide qui ne puisse glisser sur sa base et qui présente un empâtement suffisant pour réduire la pression par unité de surface sur sa base au-dessous de celle qui pourrait produire le tassement du sol inférieur. Si l'on n'était pas absolument sûr de cette base, il faudrait battre au moins une ou deux lignes de pieux sous le massif de fondation du côté de l'arête O.

La base du mur doit être solidement reliée au massif de fondation; des moellons noyés à la surface du béton et faisant saillie pour servir d'amorce à la maçonnerie ordinaire, des blocs placés debout, au besoin, compléteront cette liaison. Enfin on doit faire une maçonnerie aussi dense que possible pour augmenter son poids, choisir la meilleure chaux qu'on puisse se procurer, pour augmenter t , et bien enchevêtrer les moellons dans le massif du mur, afin d'éviter la formation de plans de glissement et faire que le mur résiste comme un *monolithe*. En outre, on laissera le plus grand nombre possible d'aspérités et de pierres saillantes sur le parement en contact avec les terres.

b.

INTÉRIEUR.

es que présente le
nement.

'J' (*fig. 16*) nous

action équivalente,
par le milieu de
lu mur sera plus
ssée Q ne sera pas
résistances seront

deviendra d'une sec-

e levier plus grand,
e centre de gravité
cette quantité.

ures conditions de
nte graduellement
ent intérieur s'ac-

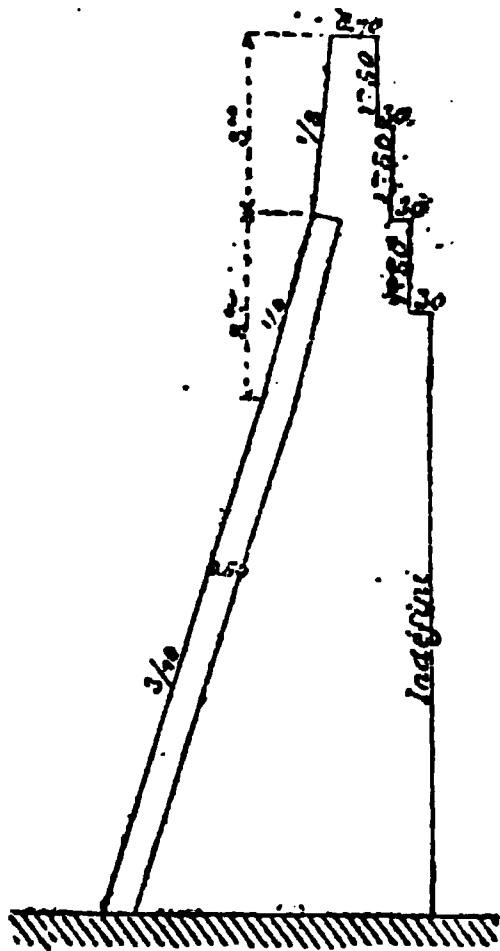
avantages ci-dessus

seront prononcés. Cependant si l'on veut avoir des murs d'un aspect convenable et qui ne retiennent pas, sur leur parement, les poussières, etc., il convient de ne pas dépasser le fruit de $1/5$. Ce fruit, dans l'intérieur des villes, est même trop grand et donne des murs d'un aspect trop lourd si leur hauteur est faible. C'est ainsi que nous avons été conduit à adopter le fruit de $1/10$ pour les murs des quais du Rhône reconstruits à l'occasion de la défense de Lyon contre les inondations.

Lorsque les murs sont très élevés, on peut, sans nuire à l'aspect, dépasser un peu cette limite.

Le mieux serait d'adopter un profil courbe ou polygonal formé de parties droites dont le fruit irait en croissant à mesure qu'on s'approcherait de la base (*fig. 17*). C'est ce

Fig. 17.



que font les Ingénieurs du département de l'Ardèche qui ont pris pour type des murs de soutènement à pierres sèches avec parement en maçonnerie ordinaire, qu'ils font

DOCUMENTS.

la ligne inclinée à

et, sur 3 mètres d

à $0^m,25$ par mè

une troisième lig

à la base, quelle

le mur paraît cou

forme en est très

ce mur étant noyé

en fruit supérieur

qu'on peut alors

une même stabilité

à CAS.

FRUIT INTÉRIEUR.

l'ouronnement est

ne l'on était cond

à fruit donné, à

et d'abord un parei

aurait avantage à

ne laissant que

passant par le milie

la stabilité serait a

le BU et présente

sur sera reporté à

son poids;

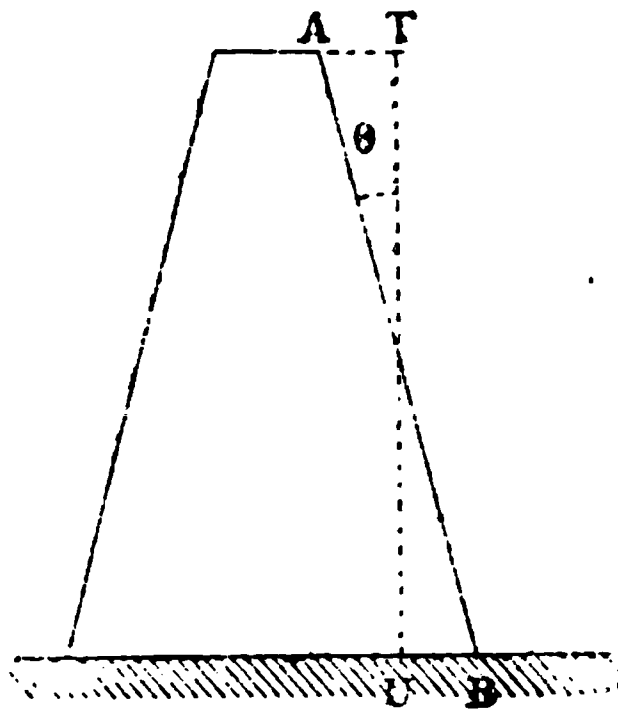
BV (*fig. 19*) en

rement AB du m

poseront à son renversement. Les forces qui agissent sur ABV sont :

1° La poussée du massif située à droite du plan vertical VB, poussée que nous connaissons en grandeur et en direction;

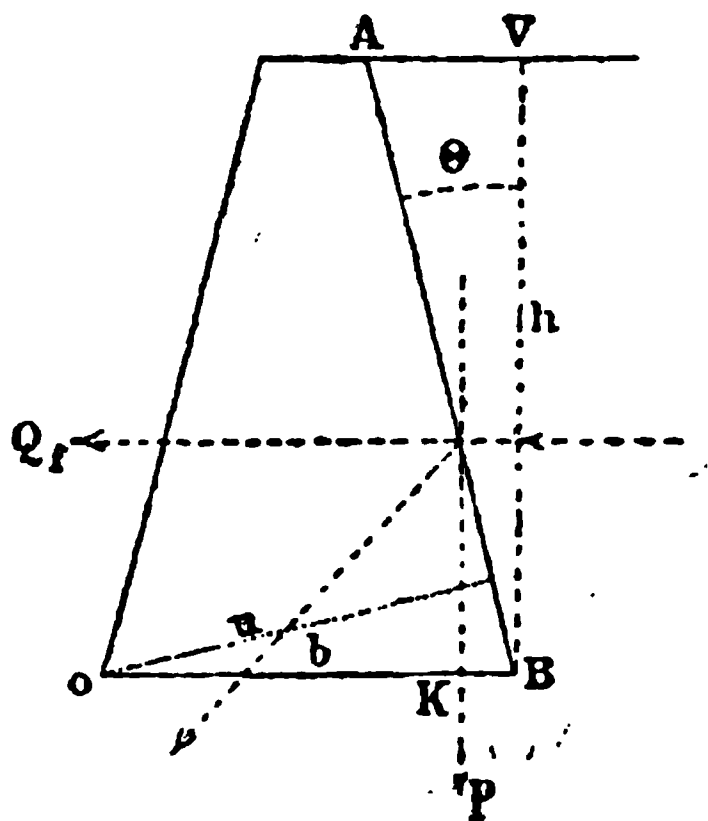
Fig. 18.



2° Le poids du prisme ABV;

3° La réaction du parement AB du mur. Cette réaction

Fig. 19.



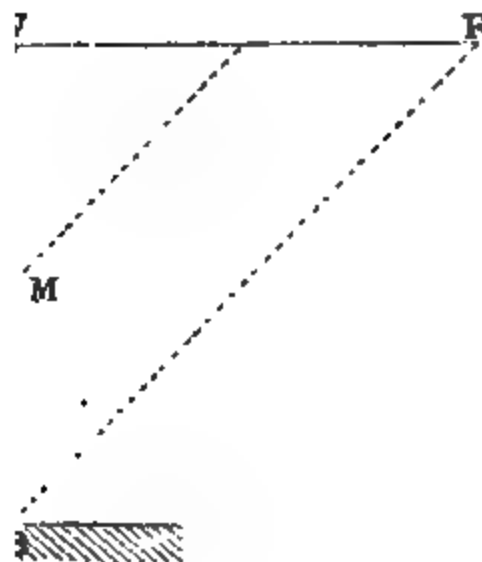
S ET DOCUMENTS.

elle est égale et directement opposée aux autres forces qui agissent sur toutes les deux au tiers de la longueur, à partir de la base B. Le problème de la poussée exercée contre le mur est

la division du massif en deux parties qui ne change rien aux conditions d'équilibre suivant ce plan; or, c'est ce qui se fait en pratique, pour le sable, le granit, les pierres trempées par les eaux. En supposant nous plaçons donc dans les conditions les plus favorables à la stabilité du mur de terre (ce dont il est prudent de prévoir au § 1^{er}, chapitre III). Nous verrons dans le cas de l'eau, cette hypothèse se vérifier.

En conclusion si, comme on le fait le plus souvent, on remplace le parement incliné par un vertical AL, MB séparés par une retraite en B. On voit que la partie AL recevra

Fig. 20.



la même poussée que si le mur avait son pied au niveau LM. Quant au parement MB, il reçoit une poussée due à la tranche inférieure d'un prisme de plus grande poussée VBF, les terres du prisme ALMV étant évidemment sans action sur ce parement MB puisqu'elles sont supportées par la retraite LM. Le mur reçoit donc sur l'ensemble des parties verticales du parement une pression égale à celle que supporterait le parement vertical continu BV et de plus, il supporte sur LM le poids du prisme ALMV, en négligeant sur VM la cohésion des terres, comme nous l'avons supposé. La poussée définitive représentant l'action des terres sur le mur sera donc la résultante de ces deux forces connues. Cette conclusion sera vraie quelle que soit le nombre des retraites et par conséquent lorsqu'on suppose ce nombre infini, ce qui donne le parement incliné AB.

On voit que cela revient à considérer les terres du prisme ABV (*fig. 19*) ou de son équivalent ALMV (*fig. 20*), comme faisant corps avec le mur, et la poussée sera celle provenant du massif situé à droite du plan vertical BV; cette poussée, que nous connaissons, est horizontale et passe au tiers de BV et par conséquent au tiers de BA.

Nous aurons donc :

$$(2) \quad Q_r = \frac{dh^2}{2} \frac{\tan \frac{a}{2}}{\tan \left(\frac{a}{2} + \varphi \right)}.$$

Les conditions de stabilité deviendront, en tenant compte du poids du prisme ABV (*fig. 19*) qui est :

$$\text{Poids du prisme ABV} = dh \frac{AV}{2} = \frac{dh^2}{2} \tan \theta = p.$$

$$(2 \text{ bis}) \quad Q_r \frac{h}{3} < \frac{\overline{OB}^2}{2} t + \pi c + pOK + fu(Q_r \cos \theta + p \sin \theta);$$

c représente toujours la distance de la verticale du centre

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

rité de la section du mur à l'arête O e n'a plus la même valeur que lorsque ir est vertical; OK (*fig. 19*) est égal à ée de KB = $\frac{AV}{3} = \frac{h \tan \theta}{3}$; OK = $b - s \theta$ et $p \sin \theta$ sont les composantes d normalement à AB et donnant la press er le frottement sur le parement; u est erpendiculaire abaissée du point O sur bras de levier du frottement; $u = b \cos \theta$. — Pour l'eau, nous aurons :

$$Q = \frac{1000h^2}{2}.$$

ression normale au parement AB du des deux composantes de la pression Q me ABV, prises normalement à ce j au tiers de BA; on aura ici pour Q co

$$\frac{1000h^2}{2} \cos \theta + \frac{1000h^2}{2} \tan \theta \sin \theta = \left(\cos \theta + \frac{\sin^2 \theta}{\cos \theta} \right) = \frac{1000h^2}{2} \cdot \frac{\cos^2 \theta + \sin^2 \theta}{\cos \theta}$$

précisément ce que donne la pression $\frac{h}{\cos \theta}$, pression qui est égale, comme on risme ayant pour section le triangle fo une perpendiculaire à AB élevée en B

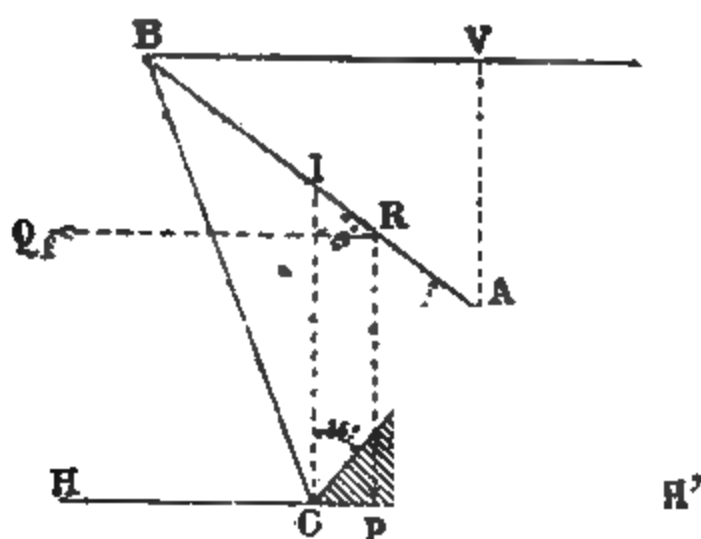
EXPLICATION DE L'EXPÉRIENCE DU GÉNÉ

pouvons dès à présent remarquer que s concordent parfaitement avec l'ex ant, décrite dans le *Mémorial du gén*

et citée par M. Collignon dans son *Cours de mécanique appliquée aux constructions*.

« Sur une table horizontale HH' (fig. 21), on pose hori-

Fig. 21.



« zontalement l'arête C d'un prisme triangulaire en bois,
 « profilé en CAB et qui remplacera le mur. L'angle BAC
 « est droit, on place ce prisme de telle manière que la
 « médiane CI soit verticale et on a construit le triangle
 « sous la condition que l'angle ICA soit égal à 35° , angle
 « du talus naturel du sable siliceux sec. Le côté AC
 « est appuyé latéralement au massif CAH', qui fait corps
 « avec la table. Dans cette position, le prisme ayant son
 « centre de gravité sur CI, est dans un équilibre instable,
 « et le moindre ébranlement suffit pour qu'il se renverse
 « en tournant de droite à gauche autour de l'arête C.

« La face AB est recouverte d'une petite couche de
 « gomme, saupoudrée de sable ; cette précaution a pour
 « but de rendre l'angle φ' du frottement des terres sur le
 « mur, égal à l'angle φ du frottement des terres sur
 « elles-mêmes (*).

(*) « Latéralement, le prisme de bois et le massif de sable sont limités par
 « deux piliers fixes, et pour empêcher les pertes de sable à travers les inter-
 « stices, sans nuire à la liberté que doit conserver le prisme de tourner autour
 « de l'arête C, on remplit les joints avec du saindoux. »

CUMENTS.

rière la face AB jusqu'au
e lorsque le mur est ainsi
stable.

observant que la poussée
i un point compris entre
t normale à la face AB,
ens auteurs, Coulomb, de
à faire tourner le prisme
se renverserait à gauche;
un angle égal à $90^\circ - \varphi$,
èle à la médiane CI, ou
e passe donc à droite du
de basculer pour se cou-

e VAB est celui que nous
l'angle AIC qui, dans le
plément de l'angle ICA =
mplémentaires.

le sable arasé horizontale-
pliquons à ce cas l'inéga-

$$\pi c + p OK + fup \sin \theta$$

ce horizontale qui sépare
poids du prisme ABV =
2, par rapport à l'arête de
ras de levier du frottement
 $\theta = 55^\circ$; $\alpha = 90^\circ - 35^\circ$;
mentaires, $\cos \theta = \sin \varphi$.

$$Q \left(\frac{h}{5} + AA' - fAC \sin 35^\circ \right) < p(OK + fAC \cos 35^\circ).$$

On comprend que cette inégalité puisse être facilement satisfaite si le poids p du prisme ABV est suffisant. Nous donnons dans le chapitre des applications, le calcul numérique de l'expression ci-dessus; nous trouvons qu'elle est satisfaite sans qu'il soit nécessaire de surcharger le prisme ABV. Nos formules sont donc d'accord avec cette expérience qu'elles expliquent parfaitement.

§ 10. — EXPÉRIENCE DE LA CAISSE VIDE SOUTENANT LATÉRALEMENT UN TAS DE SABLE.

Nous pouvons de même expliquer très facilement l'expérience de la caisse vide soutenant un tas de sable, rappelée dans les termes suivants par M. Flamant, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, à la page 620 de la note qu'il a publiée dans le n° de juin 1882 des *Annales des Ponts et Chaussées* :

« Tout le monde a pu remarquer qu'une caisse de bois
« vide, d'une largeur un peu plus grande que sa hauteur,
« et d'une longueur quelconque, posée sur le sol de manière que son arête antérieure y soit maintenue par un
« petit obstacle qui l'empêche de glisser sans l'empêcher
« de pivoter autour d'elle, peut parfaitement supporter la
« poussée latérale d'un tas de sable que l'on appuie
« contre la paroi opposée. Le poids du mur de soutènement formé ici par la caisse vide est nul ou négligeable,
« et en raisonnant comme le fait M. Baker dans son exemple
« n° 1, on serait amené à conclure que la poussée latérale
« de la terre est elle-même nulle. »

M. Flamant en conclut que la poussée sur un parement vertical n'est pas horizontale car, dit-il « une poussée
« horizontale, si faible qu'elle fût, renverserait la caisse

vide en la faisant pivoter autour de son arête antérieure, tandis que si elle est inclinée de haut en bas, il suffit, pour assurer la stabilité, qu'elle rencontre le sol en deçà de cette arête antérieure. » Cette conclusion, qui est aussi la conséquence de la théorie développée par M. Bousinesq dans le même volume, n'est pas exacte; et l'expérience citée se concilie parfaitement avec l'existence d'une poussée horizontale. En effet, pour que la caisse soit renversée par une poussée horizontale, il faut que le moment de cette poussée soit plus grand que la somme du moment résistant du poids de la caisse et du moment du frottement de la caisse contre le sable. Or ce dernier moment devient plus en plus grand à mesure que la caisse devient plus haute et celui du poids de cette caisse n'est pas non plus négligeable. Il n'y aura donc pas renversement si la caisse est suffisamment large (Voir les expériences 3 et 4 du § 5, chapitre III).

Cette explication montre l'erreur que l'on commet en comparant la poussée proprement dite avec le frottement des terres contre le mur, frottement qui est une résistance dont le bras de levier n'est pas constant comme celui de la poussée et qui varie avec l'épaisseur du mur à la base. L'application de nos formules au cas de l'expérience n° 1 de Baker citée par M. Flamant pour prouver que la poussée d'un parement vertical n'est pas horizontale, explique parfaitement la stabilité du mur en question sans qu'il y ait lieu de faire intervenir une poussée inclinée sur l'horizontale (Voir les calculs au chapitre II).

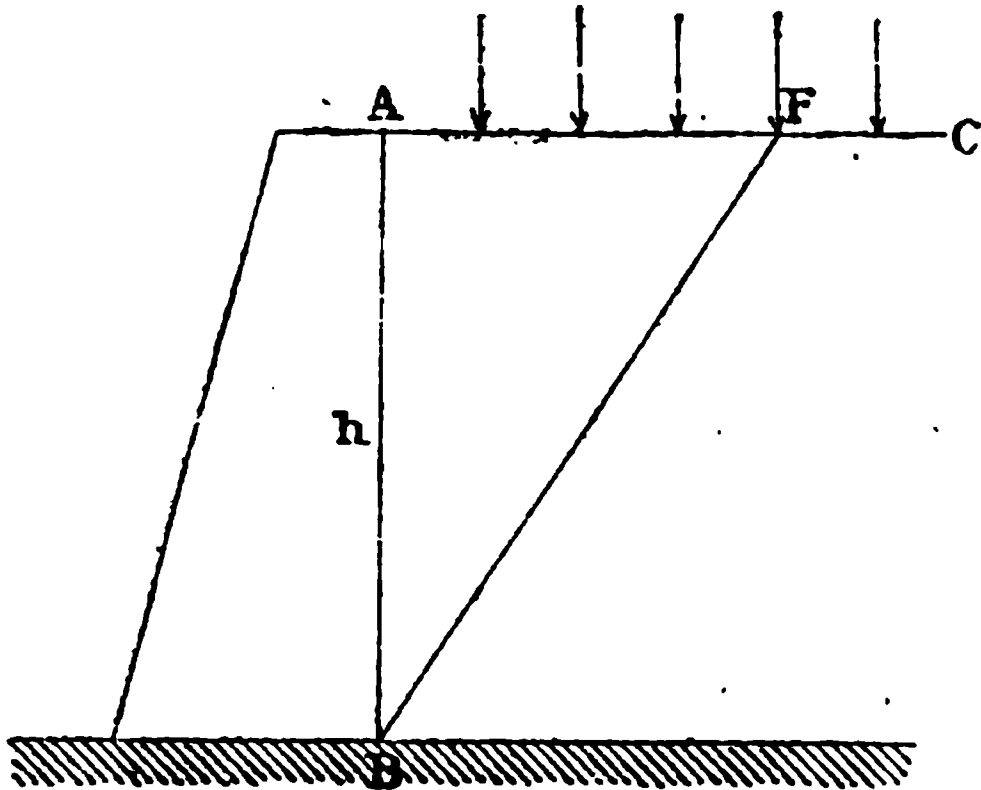
TROISIÈME CAS.

§ 11. — CAS D'UN TERRE-PLEIN SURCHARGÉ.

Supposons que le terre-plein AC soit surchargé uniformément d'un poids p par mètre carré (*fig. 22*). Le poids

du prisme de plus grande poussée sera augmenté d'une quantité égale à $p AF = ph \tan \alpha$.

Fig. 22.



Le poids P sera :

$$P = \frac{dh^2}{2} \tan \alpha + ph \tan \alpha.$$

Si l'on remplace la surcharge p par une couche de terre de même poids et dont la hauteur h' serait :

$$h' = \frac{p}{d}, \quad \text{d'où} \quad p = h'd,$$

on voit que le poids de prisme P sera :

$$P = \tan \alpha \left(\frac{dh^2}{2} + hh'd \right)$$

$$P = dh \left(\frac{h}{2} + h' \right) \tan \alpha.$$

Les équations d'équilibre seront donc identiques à celles du terre-plein sans surcharge, sauf le remplacement du facteur constant $\frac{h}{2}$ par $\left(\frac{h}{2} + h' \right)$.

Le maximum a lieu de même lorsque BF est bissectrice,

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

le plan de rupture occupe la même position qu'il n'était pas surchargé. Nous avons vérifié expérimentalement ce résultat (Voir chapitre III, § 1^{er}).

augmenté dans le rapport de $\left(\frac{h}{2} + h'\right)$ à $\frac{h}{2}$.
on pourra poser :

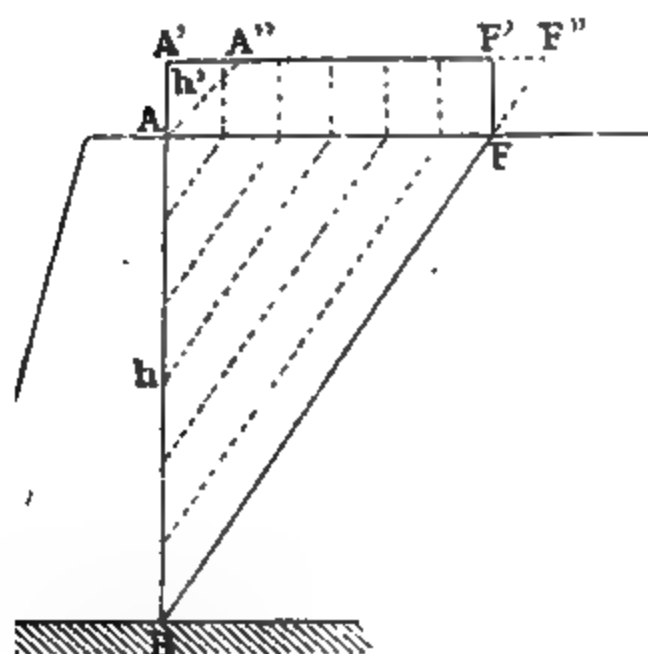
$$Q_c = Q \frac{\frac{h}{2} + h'}{\frac{h}{2}} = Q \left(1 + \frac{2h'}{h}\right).$$

oussée avec surcharge et Q la poussée sans surcharge (n° 1).

l'augmentation de poussée due à la surcharge est donc

l'augmentation du prisme de plus grande poussée doit donc être prolongée d'une hauteur verticale $= h'$ (fig. 23) qui donne sur AB, pour

Fig. 23.



un supplément constant de poussée.
Nous allons maintenant déterminer le point d'application de la poussée

totale en cherchant d'abord le point d'application de la poussée propre des terres, qu'on obtient, comme on l'a vu, en considérant le parement AB comme pressé sur les faces d'appui des tranches par des forces proportionnelles au poids ou au volume de ces tranches, ce qui donne une résultante passant par le tiers de la hauteur du mur. Quant à la surcharge, elle agit en augmentant d'une quantité constante le poids de chaque tranche au niveau de AF; elle augmentera donc la poussée de chaque tranche sur le parement AB d'une quantité constante et proportionnelle au poids du prisme vertical de terre représentant cette surcharge, ce qui donnera une seconde poussée partielle qui passera au milieu de AB. Il ne reste plus qu'à chercher le point d'application de la résultante de ces deux forces parallèles.

En appelant x la distance du point B au point d'application sur AB de la poussée résultante, on aura : (la surcharge donnant une poussée supplémentaire égale à

$$Q \frac{h'}{h} = Q \frac{2h'}{h} \left(\frac{1}{2} \right)$$

$$Q \frac{h}{3} + Q \frac{2h'}{h} \left(\frac{h}{2} \right) = Q \left(1 + \frac{2h'}{h} \right) x$$

$$x = h \left(\frac{\frac{h}{3} + h'}{h + 2h'} \right)$$

On arriverait au même résultat en supposant que chaque tranche est prolongée au-dessus de AF, parallèlement à BF, d'une quantité constante et équivalente en volume (et par suite en section) au volume du prisme vertical de surcharge. L'ensemble des tranches forme alors le trapèze BAA''F''F dans lequel le parallélogramme AA''F''F est équivalent au rectangle AA'F'F. On peut donc dire que la poussée totale contre le mur AB est équivalente à

RES ET DOCUMENTS.

e prisme de plus grande

d'application de la pous
le projeter sur ce pareme
tre de gravité du trapèze
orème des moments aux c
IF et du parallélogramme
anière. Il est facile de vé
uisent au même résultat.

pourrait aussi être présent
pposant que la surface de
me couche infiniment min

JATRIÈME CAS.

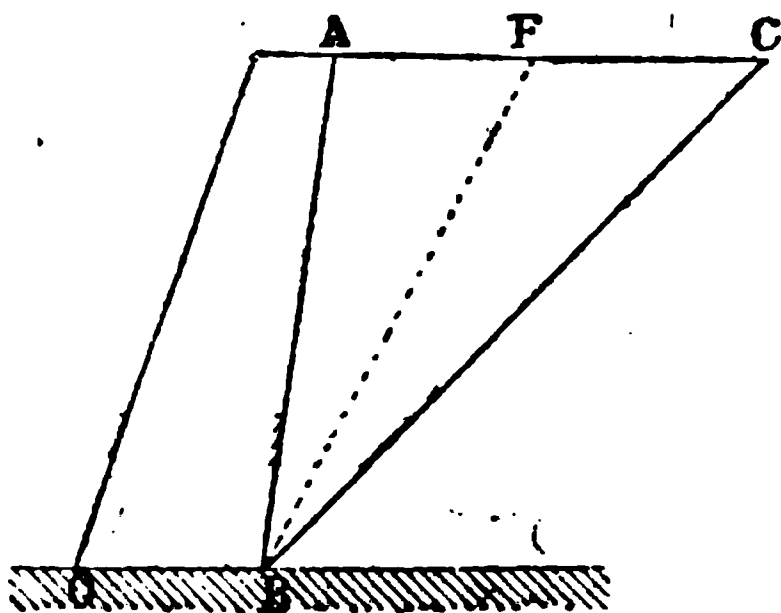
- MURS EN SURPLOMB.

it, dans certaines circonst
nt résultant de l'aspect di
1/5 et à adopter un profi
très fort, ne fût-ce que pou
té comme nous l'avons vu.

l conduirait alors à une
augmenterait le volume de
l'exige la stabilité. Dans ce
b du côté des terres. Ce s
ependant que le mur ne j
ne, sans être soutenu par la
dition n'était pas satisfaite
base et les conditions de
luites. Il suffit pour éviter
le gravité du mur ne tom
24). Cela suffit, car la r
chement empêchera toujours
rotation autour de B, la

des terres fût-elle nulle, ce qui n'a jamais lieu, les remblais étant exécutés le plus souvent en même temps que la maçonnerie du mur.

Fig. 24.



On voit ici les avantages de ce profil : le prisme de plus grande poussée est réduit notablement et les terres supprimées sont celles qui ont le plus de tendance à tomber sur le mur ; la poussée diminue donc de plus en plus à mesure que le parement du mur s'incline vers l'horizon et elle devient nulle lorsque ce parement coïncide avec le talus naturel. En outre, le centre de gravité du mur est reporté vers la droite, ce qui augmente le moment du poids du mur par rapport à l'arête de rotation O . Il serait donc inexact de dire avec Rankine qu'il n'y a aucun avantage à faire des murs en surplomb (*Annales des Ponts et Chaussées* 1874, page 157). Les constructeurs anglais ne s'y sont pas trompés, du reste, et c'est avec raison qu'ils ne se sont pas conformés à cette déclaration.

L'erreur de Rankine vient de ce qu'il considère la poussée exercée contre le plan vertical AV (*fig. 25*), mené par l'arête intérieure A du mur, comme se transmettant intégralement au mur de soutènement AB ; cela n'est pas exact, car le prisme ABV contribue une partie de la

ENTS.

. AV. Si l
aurel, le p



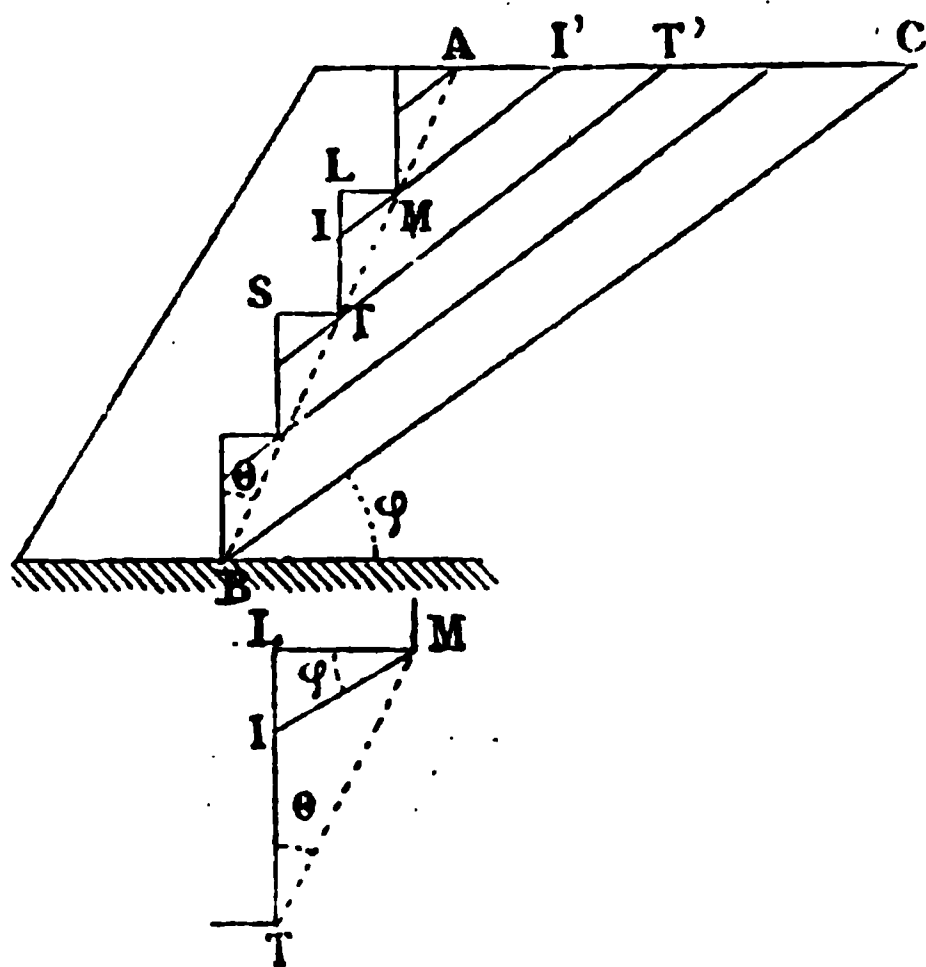
situé à d
ient aucun
donnerait

e-plein su
çons le p
icales égal
renons pa
es parallél
ninent dar
perposées

lorsque
ches par
a résultan
ie de ces ti
nt vertical
une pouss
sé seulem
partie IL
ou le sera
cet espace

ment par un régalage soigné des terres. Le rapport de la partie pressée IT à la longueur totale du parement partiel LT, dépend de l'angle θ que fait le parement en surplomb

Fig. 26.



AB avec la verticale, et de l'angle φ du talus naturel avec l'horizontale. Cherchons ce rapport :

Nous aurons :

$$LM = LT \tan \theta$$

$$LI = LM \tan \varphi = LT \tan \theta \tan \varphi$$

d'où :

$$IT = LT - LI = LT (1 - \tan \theta \tan \varphi).$$

Le rapport cherché sera donc :

$$\frac{IT}{LT} = 1 - \tan \theta \tan \varphi.$$

Lorsque $\theta = 90^\circ - \varphi$, c'est-à-dire lorsque le fruit du mur se confond avec le talus naturel, IT devient égal à zéro

conforme

ienne de
as d'être
encore et
çoit une
e par le
le rap-

t en sur-

$\tan \varphi$)).

nt toutes
les au-
ticale AB
dée à la

tranches
le même

que celui des longueurs qu'elles interceptent sur la verticale AB, c'est-à-dire $\frac{LI}{IT}$.

On voit donc que cela revient à considérer le prisme de terre total ABC comme divisé en tranches par des plans parallèles au talus naturel et à réduire chacune de ces tranches, et par suite la poussée totale exercée contre le parement vertical AB, dans le rapport $\frac{IT}{LT}$ trouvé précédemment.

Les conditions de stabilité du mur se trouveront comme dans le cas précédent, sauf la suppression du prisme pesant sur le mur qui n'existe plus ici.

$$(4 \text{ bis}) \quad Q, \frac{h}{3} < \frac{\overline{OB}^2}{2} + \pi c + f Q, \cos \theta u$$

ou

$$Q, \left(\frac{h}{3} - f \cos \theta u \right) < \frac{\overline{OB}^2}{2} + \pi c.$$

§ 13. — MURS COURBES EN SURPLOMB.

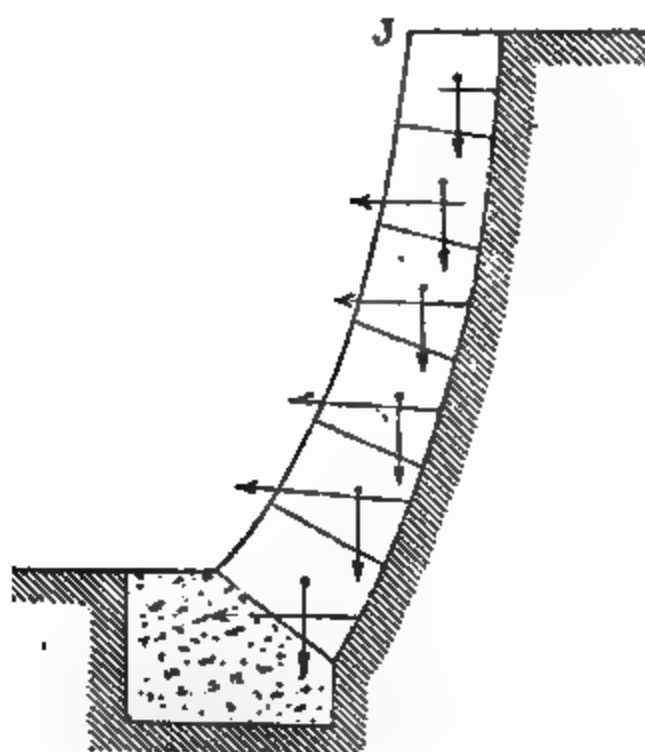
Le profil en surplomb présente des avantages considérables et son emploi permet de faire de grandes économies de maçonneries.

Pour pouvoir adopter pratiquement un surplomb encore plus considérable que celui que nous avons indiqué ci-avant comme limite pour le cas d'un mur à parement intérieur plan, nous pensons qu'on pourrait adopter un profil extérieur courbe (*fig. 28*) dont la tangente à l'origine J serait inclinée à $1/5$, par exemple, et dont le rayon de courbure irait en diminuant du sommet au pied. Le parement intérieur serait formé dans la hauteur de chaque assise, par un plan en surplomb dont l'inclinaison irait en augmentant à mesure qu'on descendrait vers la base du mur et dont la position serait facile à déterminer par la

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

avoir sur chaque joint une pression m qui ne pas un maximum donné; ces joints seraient près normaux à la résultante du poids de la supérieure et de la poussée des terres. Cette

Fig. 28.



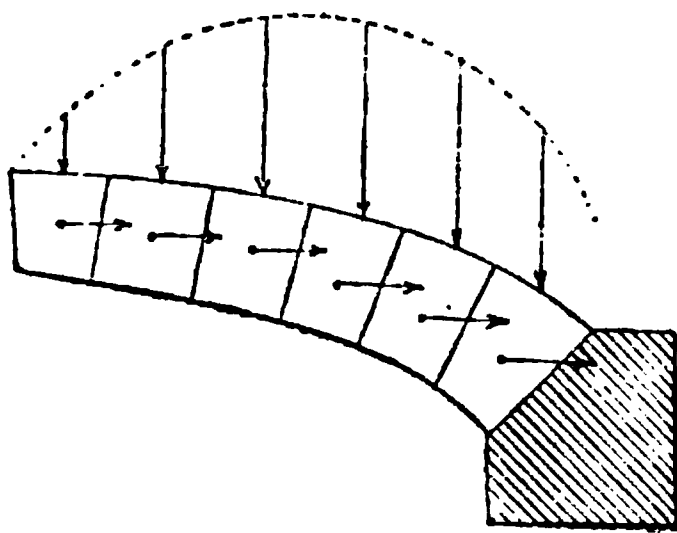
le parement intérieur de chaque assise est et il est facile, d'après ce qui a été dit, de l'intensité et son point d'application. Cette connue ainsi que le poids des assises, la conaphique ne présente aucune difficulté. On pourrait se donner le profil du parement intérieur et déterminer le profil du parement extérieur considérations analogues.

ésitons pas à déclarer que si nous avions des de soutènement à construire, nous les proposons après ces principes, à la condition toutefois que derrière le mur soit fait avec des matériaux faciles de tasser et, par suite, d'entraîner la rup-

ture du mur par affaissement avant que le massif se soit assis et ait développé contre le mur toute sa poussée ; le gravier pilonné satisferait bien à cette condition.

On voit que la question est identiquement la même que celle qui consisterait à trouver le polygone des pressions, dans une voûte dont la poussée à la clef serait nulle et dont les voussoirs auraient des poids dirigés suivant des horizontales (*fig. 29*).

Fig. 29.



§ 14. — PERRÉS.

Si l'on pouvait faire la maçonnerie avec un mortier assez résistant pour qu'on puisse considérer le mur comme un monolithe non susceptible de se briser sous l'action d'un surplomb plus prononcé, on arriverait, en augmentant ce surplomb, à diminuer de plus en plus la poussée et par suite le volume de la maçonnerie. Lorsque la face en surplomb atteindrait le talus naturel, le mur n'aurait plus aucune pression à supporter et pourrait être réduit à un simple revêtement. C'est le cas des perrés. Comme ces perrés ne peuvent pas être faits avec moins de 0^m,30 à 0^m,35 d'épaisseur, on leur fait supporter, en raidissant le talus jusqu'à 45° généralement, une petite poussée qui, en se combinant avec le poids de la maçonnerie, donne une résultante dirigée dans l'épaisseur même du perré et

puie les assises les unes contre les autres. Cela expose aussi les perrés à céder par affaissement par suite d'un tassement accidentel des terres revêtues.

15. — CAS D'UN REMBLAI COMPRIS ENTRE DEUX MURS A PARPIER INTÉRIEUR VERTICAL.

Considérons un massif rectangulaire ABCD limité par deux murs AB, CD (*fig. 30*), symétriquement placés et

Fig. 30.
A₂ . . . C₂

placés de manière que BC soit le talus naturel des terres.

Si le mur AB cède un peu en glissant sur sa base, le prisme CBD restera fixe et tout se passera dans le massif BC comme si le terre-plein était plus étendu. Nous aurons donc, au début du mouvement, un plan de rupture BF limitant le prisme de plus grande poussée.

Si la surface AC était surchargée, tout se passerait de la même manière, sauf l'intensité de la poussée, comme nous l'avons établi au § 11. Mais cette surcharge peut être produite par une surélévation du massif obtenue en élevant les murs à une plus grande hauteur. Supposons que cette surélévation atteigne le niveau A₂ F'', le point F'' étant l'in-

tersection de BF prolongé avec le parement du second mur. Or nous savons que, dans ce cas, la poussée maximum est équivalente à celle qui correspond au plan de rupture BF prolongé jusqu'en F'' . La fissure BF se prolongera donc jusqu'en F'' et la poussée sur AB sera celle du prisme ABF surchargé du massif AA_1F_1F , ou, encore, du massif équivalent $AA''F''F$, la ligne AA'' étant menée parallèlement à BFF'' . Quant à la partie AA_1 du parement, elle est poussée par le prisme AA_1A'' ; il en résulte que la poussée totale sur le parement A_1B sera celle qui correspond au prisme de plus grande poussée A_1BF'' .

Si les murs étaient plus élevés et atteignaient le niveau A_2C_2 , par exemple, la fissure, à partir de F'' , suivrait le parement du mur fixe $F''C_2$, et la poussée totale sur le parement A_2B serait celle qui correspond au prisme A_2BF'' surchargé du massif $A_1A_2C_2F''$. Dans toutes ces circonstances, nous calculerons facilement la poussée puisque nous rentrerons dans l'un des cas examinés précédemment.

Remarque. — Nous ne pouvons remplacer une charge uniformément répartie sur la face horizontale A_1F'' , telle que nous l'avons considérée dans le § 11, par une surcharge en terre comprise entre deux murs verticaux parallèles qu'autant que nous n'aurons contre les parements de ces murs, ni adhérence ni frottement retenant la terre et empêchant la surcharge de peser de tout son poids sur sa base et de descendre verticalement lorsque le plan de rupture apparaîtra. Cela n'a jamais lieu en pratique, mais on peut considérer cette influence des parois comme tout à fait négligeable par rapport au poids du massif de surcharge lorsqu'on applique les calculs à des murs espacés de plusieurs mètres. Cette suppression est du reste favorable à la stabilité puisqu'elle donne une poussée calculée un peu plus grande.

Nous donnons dans le chapitre III un exemple où nous analysons l'importance de cette influence que nous avons rendue plus sensible en prenant une couche de remblai très mince et donnant, par conséquent, une hauteur de sur-

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

nable par rapport à la hauteur du prisme
lus grande poussée, c'est-à-dire en faisant
grand par rapport à A₁B.

ombre de constructeurs pensaient que ces
n'ayant qu'une petite masse de terre à sup-
peu poussés, et ne leur donnaient que des
lutes. De là les nombreux mouvements qu'on
les murs de cette nature lorsque les remblais
ient sont susceptibles d'être détremvés par

t d'épaisseur réduite, il est indispensable de
daires en les réunissant par des tirans en fer
s maçonneries. Nous nous étonnons même
tion aussi simple qu'économique ne soit pas
lans les habitudes des constructeurs. On peut
ec utilité pour relier les murs des tympans
s. Dans tous les cas, il est indispensable de
remblai une matière poussant peu, comme
èches, des débris de rocher grossièrement
main. Le cube du remblai étant faible, il y
onomie à faire cette main-d'œuvre.

e encore les mécomptes auxquels on s'expose
ec du remblai, fût-ce même avec du gravier,
ique qu'on laisse quelquefois dans le milieu
lées en maçonneries de certains viaducs. Les
ont ainsi exposées à de fortes poussées, et
d'autant moins que la poussée s'exercera de
xtrados de l'espèce de voûte formée par l'en-
mée.

été récemment témoin d'un accident de cette
un viaduc métallique, l'un des deux murs en
de la culée, évidée et remplie de gravier,
haut en bas au passage du train formé pour
ont.

ic remplacer ces remblais par un massif en

pierres sèches arrangées à la main et ne donnant aucune poussée, et relier en outre les parois opposées par des tirants en fer, ou bien clore le vide par des voûtes à axe transversal établies à la partie supérieure de la culée pour supporter la voie.

Nous avons vérifié directement cette théorie en plaçant, entre une paroi verticale en planche et un mur, une épaisseur de 6 centimètres seulement de sable sec ; la poussée de cette petite masse déplaçait la paroi soutenue par des masses de fonte, avec autant de facilité que lorsque le massif avait une épaisseur beaucoup plus grande (assez grande pour que le talus naturel mené à partir de la base de la paroi rencontrât la surface supérieure du terre-plein.)

Nous avons renouvelé plusieurs fois cette expérience qui étonnait beaucoup les personnes qui en étaient témoins (Voir chapitre III, § 6).

CINQUIÈME CAS.

§ 16. — MUR A PAREMENT INTÉRIEUR VERTICAL SOUTENANT UN MASSIF AVEC TALUS.

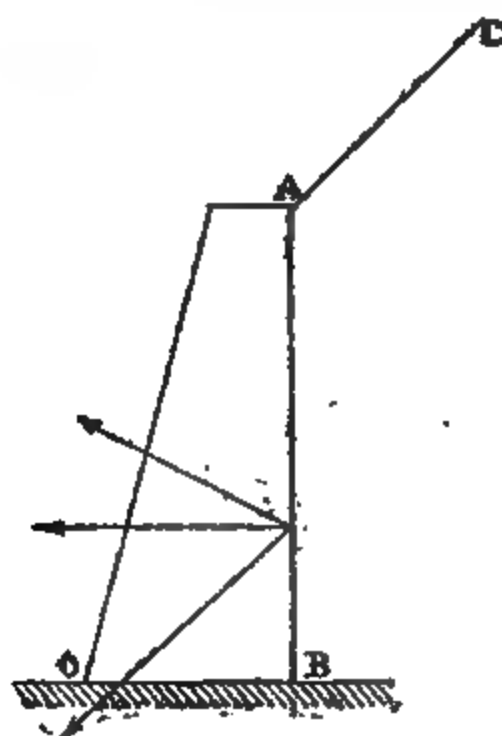
Examinons maintenant le cas d'un mur à parement intérieur AB vertical (*fig. 31*) soutenant un massif dont la face supérieure AC, au lieu d'être horizontale, est plus ou moins inclinée, et cherchons d'abord quelle peut être la direction de la poussée en supposant que le talus soit prolongé au moins jusqu'au point où il est rencontré par le talus naturel partant du pied du mur.

Si, avec Rankine, Boussinesq et autres théoriciens, nous admettons que cette poussée s'incline et s'abaisse de plus en plus (en pivotant autour de son point d'application qui est toujours au tiers de la hauteur, comme nous l'avons établi au § 5, dernier alinéa) de manière à rester parallèle au talus AC, son moment pris par rapport à l'arête de ro-

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

on 0 ira en diminuant pour devenir nul et même devenir opposé au renversement du mur, de sorte qu'on arrive à cette singulière conclusion qu'à mesure que le massif tenu par le mur augmente de volume et que, par conséquent, il doit tendre à renverser de plus en plus facilement le mur, celui-ci devient de plus en plus stable. Cela ne peut donc pas être. D'un côté la poussée ne peut, non plus, s'incliner en sens contraire et être dirigée de bas en

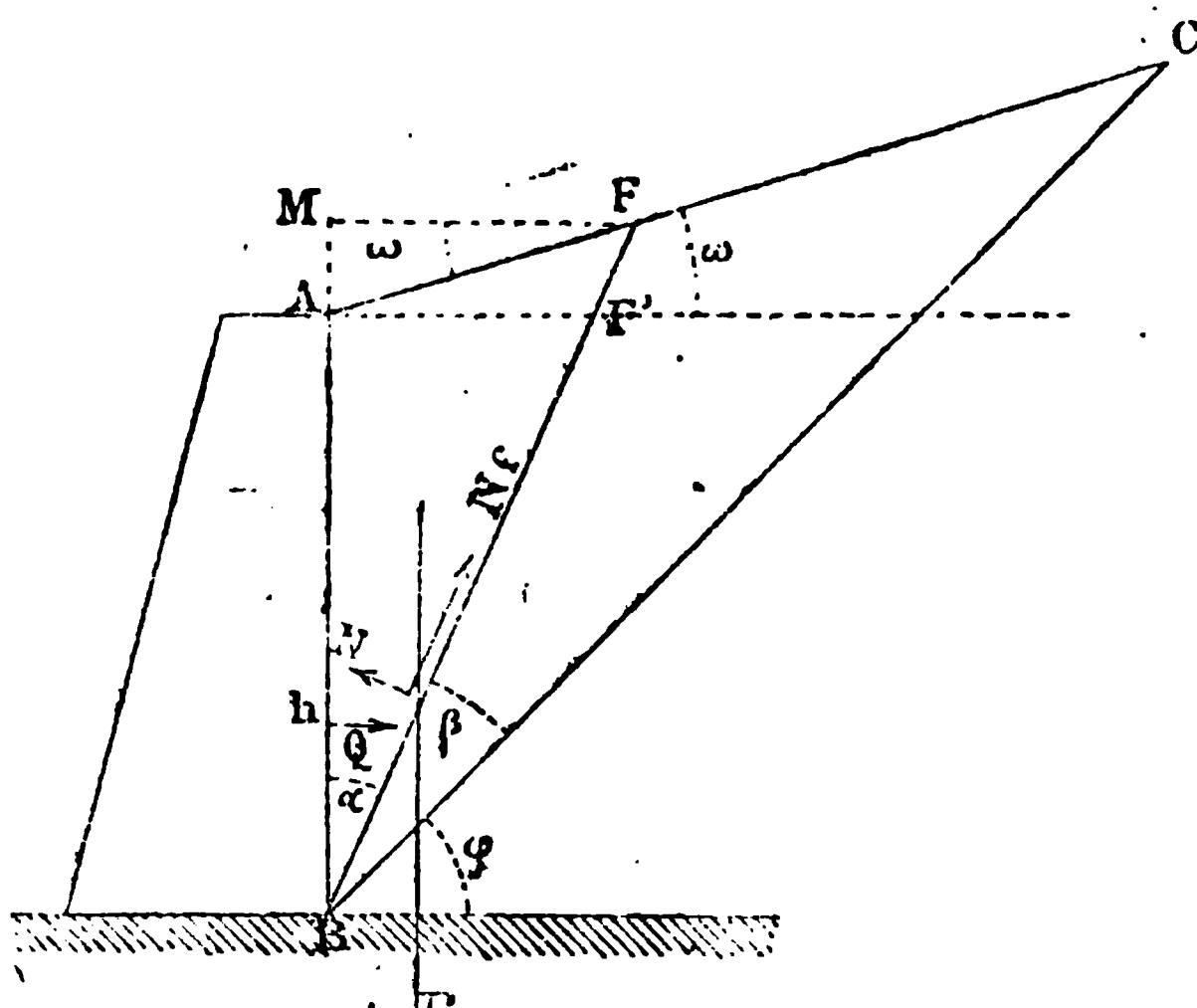
Fig. 31.



car le mur tendrait alors à être soulevé par une des composantes de la poussée, ce qui est évidemment impossible. La poussée ne pouvant s'incliner ni dans un sens ni dans l'autre devra donc être horizontale comme dans le cas du terre-plein (Voir aussi l'appendice). Cette conclusion est du reste vérifiée par une expérience que nous décrivons dans le chapitre III. La direction de la poussée étant connue, il est facile d'en déterminer la valeur. Les considérations dans lesquelles nous sommes entré

pour déterminer le prisme de plus grande poussée (§ 3) s'appliquent également ici. La surface S du triangle ABF

Fig. 32.



(fig. 32) sera exprimée en fonction de α et de l'angle ω que fait le talus AC avec l'horizontale. Cette surface S est égale à :

$$S = \frac{AB}{2} \times MF = \frac{h}{2} AF \cos \omega.$$

Dans le triangle ABF , on a :

$$AF : h :: \sin \alpha : \sin (90^\circ - (\alpha + \omega))$$

$$AF = \frac{h \sin \alpha}{\cos (\alpha + \omega)},$$

puis

$$S = \frac{h^2}{2} \frac{\cos \omega \sin \alpha}{\cos (\alpha + \omega)}.$$

Les équations générales d'équilibre, sont, en prenant les composantes verticales puis horizontales :

DOCUMENTS.

$$\begin{aligned} &+ N/\cos \alpha \\ &- N/\sin \alpha, \end{aligned}$$

is à ceux du § 3, on arrive à :

$$\frac{\sin(\alpha + \varphi)}{(\alpha + \varphi)};$$

ient :

$$\times \frac{\cos(\alpha + \varphi)}{\sin(\alpha + \varphi)},$$

$$\frac{\sin \alpha}{\alpha + \omega} \frac{1}{\tan(\alpha + \varphi)}.$$

ond au maximum de la fonction $\frac{\sin \alpha}{\omega \tan(\alpha + \varphi)}$ dont la recherche B.

fait $\omega = 0$, on obtient la valeur du terre-plein : $Q = \frac{dh^2}{2}$

donc :

$$\frac{\sin \alpha_1}{(\alpha_1 + \omega) \tan(\alpha_1 + \varphi)},$$

expression :

$$\frac{\cos \omega \sin^2 \varphi + \sin \varphi \cos \omega - \sin \omega}{\cos \omega (\sin \varphi \cos \varphi \cos \omega - \sin \omega)}.$$

devient égal à $\frac{a}{2}$ et le maximum trouvée pour le terre-plein

Conditions de stabilité. — Les conditions de stabilité du mur seront les mêmes que dans le premier cas et seront exprimées par la même relation (formule n° 1 *bis* reproduite sous le n° 5 *bis*).

$$(5 \text{ bis}) \quad Q_i \frac{h}{3} < \frac{b^2 t}{2} + \pi c + f Q_i b.$$

Si au lieu d'un mur à section rectangulaire, on avait un mur avec fruit intérieur ou avec surplomb, on appliquerait à la poussée Q_i les coefficients trouvés pour appliquer la poussée Q , du cas n° 1, aux cas n° 2 et n° 4.

SIXIÈME ET DERNIER CAS.

§ 17. — MUR A PAREMENT VERTICAL SOUTENANT UN MASSIF LIMITÉ PAR UNE SURFACE QUELCONQUE, MAIS DÉFINIE.

Enfin, supposons que le massif, à partir de l'arête supérieure A du mur, soit limité par une surface dont la section transversale soit une courbe définie par la fonction : $y = f(x)$ rapportée à une horizontale, Ax , et à une verticale, Ay , prises pour axes de coordonnées. Il s'agit de trouver la position du plan de rupture donnant la poussée maximum (*fig. 33*).

En appelant α l'angle formé avec le parement AB par un plan quelconque AF passant par B, on exprimera la surface AFF', comprise entre la courbe, ce plan et l'axe des x , en fonction de $x = AF'$, qui peut être lui-même exprimé en fonction de α .

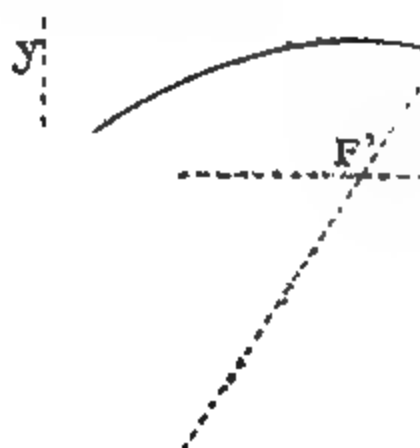
$$x = h \tan \alpha.$$

On aura ainsi l'expression de la surface interceptée par le plan considéré au-dessus de l'horizontale Ax , dans la section transversale du massif, et par suite le poids du prisme correspondant, poids que nous avons appelé P dans le cinquième cas.

NÉMOIRES ET DOCUMENTS.

et les mêmes équations d'équilibre
 la poussée Q en fonction de
 chercher le maximum de cette ex

Fig. 33.



imum ne peut pas se trouver al
 oujours le déterminer au moyen
 oints.

α_1 de l'angle α qui donne ce m
 poussée sera déterminée.

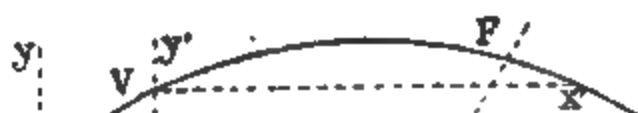
d'application de cette poussée s
 enant la ligne BF qui correspo
 gle $\angle ABF = \alpha_1$) et en projetant
 BF, le centre de gravité de la sur
 rbe n'était pas définie, on ch
 ie algébriquement qui s'en rap
 ssible.

. — CAS D'UN MUR A PAREMENT

, au lieu d'avoir un parement

un parement incliné AB (*fig. 34*), on procéderait comme dans le cas n° 2, c'est-à-dire qu'on mènerait par le point B une verticale qui déterminerait la section du prisme BAV, dont le poids augmente la stabilité du mur (cinquième cas).

Fig. 34.



Quant à la poussée, elle sera déterminée en considérant BV comme le parement vertical d'un mur de hauteur $h = BV$ et poussée par le massif qui s'étend à droite de ce parement, cas que nous venons de traiter.

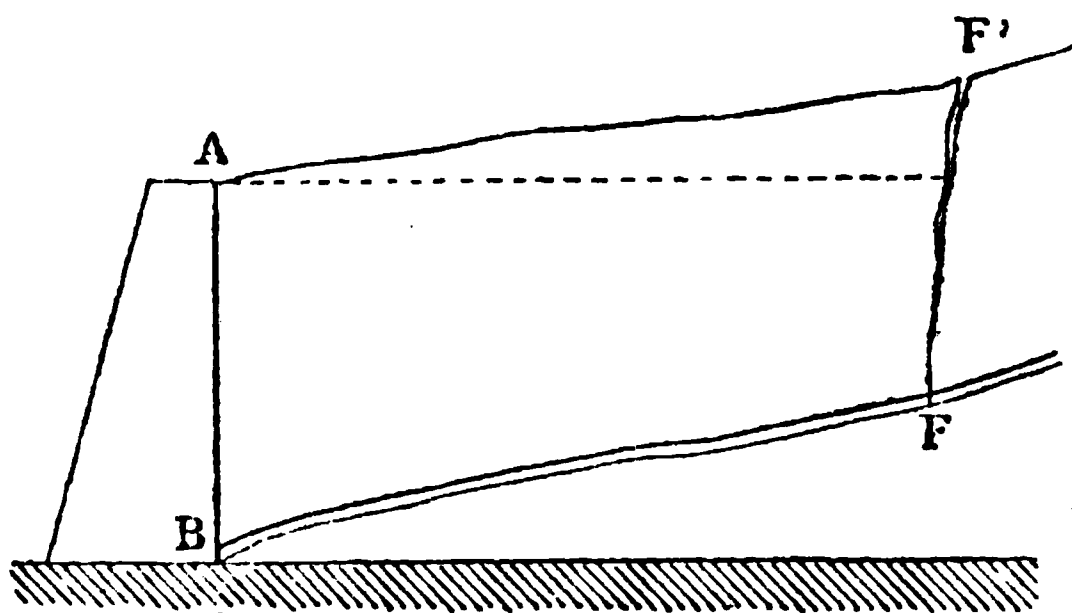
On voit que si la courbe est donnée par rapport à deux axes de coordonnées passant par le point A, pris pour origine, il faudra transporter cette origine au point V et trouver la nouvelle fonction $y' = f'(x')$ qui exprimera la courbe.

§ 19. — CAS D'UN TERRAIN ARGILEUX AVEC PETITS BANCs DE SABLE OU BANCs DE SUINTEMENT.

Dans ces terrains, la glaise se détrempe sous l'action de l'humidité contenue dans les petits bancs de sable, lorsque

l'eau peut y pénétrer et s'y accumuler, et le terrain glisse avec une très grande facilité sur ces bancs s'ils présentent une inclinaison vers le mur, même lorsque cette inclinaison est relativement douce, telle que BF (*fig. 35*), parce que le

Fig. 35.



frottement y est très faible. La plasticité de l'argile lui permet de céder à l'action de la pesanteur et de glisser sur sa base inclinée BF dont la surface est plus fortement détremmée par suite de son contact immédiat avec l'eau et n'offre plus qu'une très faible résistance de frottement.

Le prisme de plus grande poussée est alors limité par ce plan de glissement et devient ABF, par exemple, avec un volume considérable; une boursouflure se produit à la surface des terres, contre le mur, et détermine une fissure presque verticale FF' qui termine ce prisme à une grande distance du mur.

Le calcul, dans ce cas, ne pourrait s'appliquer que si l'on connaissait le volume ABFF' et on serait, dans tous les cas, conduit à donner au mur des dimensions qui dépasseraient le plus souvent celles qu'on admet en pratique.

La seule solution admissible dans ce cas consiste à opérer un assainissement énergique du massif au moyen d'un drainage qui s'étendra suffisamment loin et sera assez pro-

fond pour empêcher les terres de se détremper dans le voisinage du mur. Cet assèchement du massif diminuera considérablement les chances de glissement et ramènera le volume du prisme de plus grande poussée aux dimensions ordinaires.

Nous pouvons citer, comme exemple de ce genre de poussée, un éboulement qui s'est produit en octobre 1882, sur le chemin de fer de Lyon à Montbrison, près de Charbonnières, dans un talus de déblai de 3 mètres de hauteur soutenu par un mur en pierres sèches à parement extérieur incliné à 45° . Le sol voisin, composé d'une couche d'argile de 3 à 5 mètres d'épaisseur reposant sur un banc de gravier argileux perméable de $0^m,40$ d'épaisseur, appuyé lui-même sur une molasse tendre imperméable, s'est mis en mouvement d'un seul bloc sur 100 mètres de largeur et jusqu'à 200 mètres de distance du chemin de fer, bien que l'inclinaison moyenne du sol qui était la même que celle de la base de la couche d'argile, ne fût que de $0^m,10$ par mètre en moyenne. La plate-forme du chemin de fer fut déplacée transversalement et soulevée; l'une des voies fut abandonnée provisoirement et l'autre dut être redressée et ripée. Une fissure verticale limitait le contour de l'éboulement.

Voici l'explication de ce glissement :

La voie était établie dans une masse argileuse provenant d'éboulements très anciens qui obstruaient en partie l'écoulement des eaux amenées par le banc de suintement. A la suite des pluies persistantes des mois de septembre et d'octobre, la couche perméable a reçu plus d'eau qu'elle n'en laissait couler par son extrémité inférieure, elle a été saturée entièrement et l'eau a non seulement détrempe fortement la couche d'appui du banc d'argile, mais encore pénétré par pression dans tout le banc qui, par suite, a acquis une plasticité suffisante pour se mettre en mouvement tout d'une pièce sous l'action de la gravité et même pour pouvoir prendre une surface ondulée sans déchire-

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

ques fissures apparaissaient çà et là sur les
e plan de glissement avait présenté plus de

évenu cet accident par un drainage des talus,
ffisamment au delà des anciens éboulements
r l'écoulement des eaux du banc perméable et
massif d'être détrempé dans le voisinage du
er.

éboulement qui s'est produit au commencement
janvier 1883, sur le chemin de fer de Lyon à
s du fort de l'Écluse, est dû à une cause semi-
que la coupe du terrain ne soit pas la même.

CHAPITRE II:

APPLICATIONS.

ions de donner les formules qui mesurent la
terres ainsi que la stabilité du mur dans tous
ux cas qu'on peut rencontrer en pratique; il
en faire l'application. Nous en profiterons pour
influence de chacun des éléments soit de la ré-
mur, connaissant la forme de la section, la den-
açonnerie et la résistance des mortiers, soit de
connaissant l'angle φ du talus naturel ou la
s terres; nous mesurerons leur importance rela-
t de vue de la stabilité ainsi que les conséquences
ns qu'ils peuvent subir. On verra ainsi plus net-
n'on doit faire et ce qu'on doit éviter en pra-

nt, nous allons résumer les résultats obtenus,
les notations indiquées au paragraphe 2 et les
nnés aux formules dans le chapitre précédent.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

— MUR A PROFIL RECTANGULAIRE

n mur de 10 mètres de hauteur soutenant
re dont l'angle φ soit de 40° et le poids de
nes par mètre cube; supposons d'abord
rie soit légère et ne pèse que 1 700 kilo-
tre cube. Adoptons pour la section du mur
ulaire qui est la plus défavorable à la sta-
ous l'avons vu, et cherchons l'épaisseur b
e mur pour être en équilibre strict; nous

$$m; d = 1\,600^{\text{kg}}; \varphi = 40^\circ; \frac{\alpha}{2} = 25^\circ;$$

$$= b \times 17\,000^{\text{kg}}; c = \frac{b}{2}; f = \tan 40^\circ = 0,84;$$

$$t = 1^{\text{kg}} \text{ par } \text{cm}^3 = 10\,000^{\text{kg}}.$$

des terres sur le parement intérieur sera

$$\frac{100}{\tan 65^\circ} \frac{\tan 25^\circ}{\tan 65^\circ} = 80\,000^{\text{k}} \times 0,21744 = 17\,395^{\text{k}}.$$

mur soit à l'état d'équilibre strict, il faut

$$Q \frac{h}{3} = \frac{b^2 t}{2} + \pi c + f Q b$$

$$\left(\frac{10}{3} - 0,84 b \right) = \frac{b^2 10\,000}{2} + \frac{b^2 17\,000}{2}$$

ns la valeur de b .

$$\left(\frac{10}{3} - 0,84 b \right) = b^2 \frac{10\,000}{2} + \frac{b^2}{2} 17\,000$$

$$3 - 14\,611 b = 5\,000 b^2 + 8\,500 b^2$$

$$500 b^2 + 14\,611 b - 3 = 0.$$

$$b^2 + 1,08 b - 4,29 = 0.$$

$$b = -0,54 \pm \sqrt{0,54^2 + 4,29} = -0,54 \pm \sqrt{4,52} = -0,54 \pm 2,12 \\ = 1^m,58.$$

Ce mur, qui serait alors à l'état d'équilibre statique, aurait donc une section transversale de $10 \times 1,58 = 15^m,80$ et pèserait par mètre courant $15,8 \times 1700^k = 26\ 860^k$.

§ 3. — INFLUENCE DU FRUIT EXTÉRIEUR.

Si nous adoptons (*fig. 36*) un fruit de $1/5$ sans changer

Fig. 30.

la section $= 15^m,8$, la base deviendra $b = 2^m,58$ et la largeur du couronnement $0^m,58$; le poids du mur restera $15,8 \times 1700 = 26\ 860$ kilogrammes. La distance c du point O à la verticale passant par le centre de gravité du mur, se trouvera facilement en prenant, par rapport au point O la somme des moments des surfaces du rectangle et du triangle qui composent la section trapézoïdale et en divisant par la surface totale $15^m,8$.

DOCUMENTS.

$$\frac{2}{2} 10 \times 1,53 = 15,8 x$$

$$\frac{3}{2} = 1^m,68 = c.$$

équilibre strict, ce qui correspond à l'unité, sera st sera :

$$\frac{c + fQb}{\frac{h}{5}}$$

$$\frac{(1,68 + 0,84 \times 17\,395 \times 2,5)}{95 \times \frac{10}{3}}$$

$$\frac{7\,695}{57\,983} = \frac{116\,120}{57\,983} = 2,00,$$

est suffisant en pratique et le 100 p. 100 sur la stabilité

DENSITÉ DES MAÇONNERIES.

et pèse 2 500 kilogramme le poids π sera de 39 500 stabilité devient :

$$\frac{695}{57\,983} = \frac{137\,355}{57\,983} = 2,37.$$

RÉSISTANCE DES MAÇONNERIES CEMENT.

la résistance des maçonneries

à l'arrachement, le terme $\frac{b^2 t}{2}$ de l'expression précédente sera nul, le numérateur sera diminué du terme 33 300 kilogrammes et le coefficient de stabilité deviendra :

$$\frac{82\,820}{57\,983} = 1,43.$$

Si, au contraire, on employait un mortier donnant une résistance à l'arrachement de 2 kilogrammes par centimètre carré, le premier terme serait doublé et deviendrait 66 600. Le coefficient de stabilité serait :

$$\frac{149\,420}{57\,983} = 2,52,$$

et comme, en pratique, on peut se contenter d'un coefficient de stabilité moindre, on serait conduit, dans ce cas, à diminuer le volume des maçonneries.

§ 6. — INFLUENCE DE LA COHÉSION.

On mesurerait de même l'influence des variations de l'angle φ et de la *cohésion*. Si celle-ci portait, par exemple, l'angle de frottement-cohésion à 55° seulement on aurait :

$$f' = \tan \varphi' = 1,428; \varphi' = 55^\circ; a = 55^\circ$$

Q deviendrait :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \frac{\tan \frac{a}{2}}{\tan \left(\frac{a}{2} + \varphi' \right)} = \frac{1\,600^k \times 100}{2} \frac{\tan 17^\circ 30'}{\tan 72^\circ 30'}$$

$$Q = 80\,000 \times 0,10 = 8\,000^k.$$

Le coefficient de stabilité deviendrait dans ce cas :

$$\frac{33\,300 + 45\,125 + 1,428 \times 8\,000 \times 2,58}{8\,000 \times \frac{10}{3}}$$

ENTS.

$$: \frac{107\ 865}{26\ 666} = 4,0,$$

permettrait de réduire
tonneries.

T INTÉRIEUR.

d'équilibre strict et
fruit de $1/5$ (*fig. 37*);

b ; l'angle θ aura pour
enons 11° pour simpli-

$$\begin{aligned} 700^k &= 26\ 860^k; \\ &= 10\ 000^k. \end{aligned}$$

$$\frac{00 \tan 25^\circ}{\tan 65^\circ} = 17\ 395^k.$$

Le coefficient de stabilité sera :

$$\frac{\frac{b^2 t}{2} + \pi c + p OK + f u (Q_f \cos \theta + p \sin \theta)}{Q \frac{h}{3}}$$

Le premier terme $\frac{b^2 t}{2}$ a déjà été calculé; c se trouvera par le théorème des moments en décomposant la section du mur en un rectangle et un triangle.

$$10 \times 0,58 \times \frac{0,58}{2} + 10 \times \frac{2}{2} \times (0,58 + 0,66) = 15,80 c$$

$$c = \frac{1,68 + 12,40}{15,80} = \frac{14,08}{15,80} = 0^m,89$$

$$p = \text{poids du prisme de terre ABV} = 10 \times \frac{2}{2} \times 1600^k = 16\,000^k;$$

$$OK = 2,58 - 0,66 = 1^m,92; u = b \cos \theta = 2,58 \times 0,98 = 2^m,53.$$

Le coefficient de stabilité devient :

$$\frac{33\,300 + 26\,860 \times 0,89 + 16\,000 \times 1,92 + 0,84 \times 2,53}{17\,395 \times \frac{10}{3}}$$

$$\frac{\times (17\,395 \times 0,98 + 16\,000 \times 0,19)}{17\,395 \times \frac{10}{3}} =$$

$$\frac{33\,300 + 23\,905 + 30\,720 + 42\,684}{57\,983} = \frac{130\,609}{57\,983} = 2,25.$$

Le fruit intérieur est donc encore plus avantageux que le fruit extérieur comme cela était facile à prévoir. Lorsqu'on ne pourra pas adopter à la fois les deux fruits, on devra choisir de préférence le fruit intérieur. C'est du reste ce qu'on fait généralement. Mais ce fruit est très limité parce que si l'on voulait le prendre un peu fort, on serait conduit à exagérer la base OB et par suite le cube des maçonneries.

Si l'on appliquait à ce mur la règle pratique qui veut

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

oyenne soit égale au tiers de la hauteur,

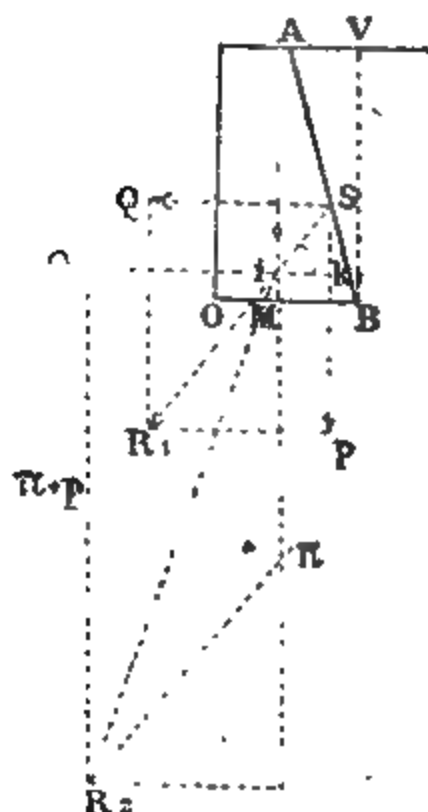
une épaisseur moyenne de $\frac{10}{3} = 3^{\text{m}},33$.

ronnement étant de 0^m,58 la base devrait
r de 6^m,08, et le coefficient de stabilité
coup plus grand que 2,25. On voit donc
é conduit jusqu'ici à exagérer les dimen-
le soutènement par suite de l'incertitude
les diverses solutions proposées et com-
l'avenir, réduire la section lorsqu'on sera
naturel maximum que peuvent prendre
ies dans les circonstances les plus défa-

SUR LE PAREMENT AB ET SUR LA BASE OB.

normale au parement AB du mur sera la
composantes de la pression Q et du poids

Fig. 38.



du prisme ABV (*fig.* 38), prises normalement à ce parement :

$$Q \cos \theta + p \sin \theta = 13\,854^k,$$

elle passera au tiers de BA.

La composante verticale de la pression sur la base du mur sera évidemment la somme du poids π de la maçonnerie et du poids du prisme p , $\pi + p = 26\,860 + 16\,000 = 42\,860$ kilogrammes, la poussée Q étant horizontale.

Le point d'application de la pression résultante totale sur les fondations s'obtiendra facilement en composant d'abord Q avec le poids p du prisme ABV, puis en composant cette résultante avec le poids π du mur. On peut le faire soit graphiquement, soit par un calcul très simple, puisque ces forces sont connues en grandeur et en position.

Ainsi, en composant Q et p qui passent par le point S au tiers de BA, on obtient la résultante R_1 qui coupe la verticale du poids π en I. On connaît la distance IK, d'après la position du centre de gravité du mur et l'angle SIK dont la tang. est $\frac{SK}{IK} = \frac{p}{Q}$. La position du point I étant connue, la résultante finale R_2 sera obtenue en composant R_1 compté à partir de I, avec π , ou, ce qui revient au même, Q avec $(p + \pi)$ mesurés à partir de I. L'angle Q_1R_2 aura donc pour tangente $\frac{\pi + p}{Q}$. Cet angle étant connu, le point M se trouvera facilement.

On peut aussi trouver la position du point M par l'application du théorème des moments (le moment de la résultante par rapport à un point est égal à la somme des moments de ses composantes), en prenant ces moments successivement par rapport aux points O et B; on n'aura plus ensuite qu'à diviser OB en deux parties proportion-

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

de levier, r et q , de la résultante pris par
oints.

verticale maximum sur la base s'obtiendra
: rappelant que si la distance de M à l'a-
érieure au tiers de la base, la pression
pression totale répartie sur 3MO

$$\frac{\pi + p}{3MO}$$

n maximum vers l'arête O est le double c
oyenne.

§ 9. — MUR EN SURPLOMB.

e même profil de 10 mètres de hauteur
(fig. 39), mais construit en surplomb av

Fig. 39.



un fruit intérieur de $\frac{1}{5}$ ce qui donne une section dont le centre de gravité tombe dans le voisinage de l'arête B de la base.

En même temps, donnons au mur un fruit extérieur obtenu en réduisant la largeur de son couronnement de 1 mètre pour augmenter d'autant sa base. Le couronnement aura $0^m,58$ de largeur et la base $2^m,58$. Nous aurons comme précédemment :

$$\theta = 11^\circ; \text{ tang } \theta = \frac{1}{5};$$

$\varphi, d, \pi, f, t, u, \cos \theta$ et $\sin \theta$ conservent leurs valeurs.

$$Q_s = Q(1 - \text{tang } \theta \text{ tang } \varphi) = \frac{dh^2}{2} \frac{\text{tang } \frac{a}{2}}{\text{tang } \left(\frac{a}{2} + \varphi \right)} (1 - \text{tang } \theta \text{ tang } \varphi)$$

$$\varphi = 40^\circ; \text{ tang } \varphi = 0,84; \text{ tang } \theta \text{ tang } \varphi = 0,168$$

$$Q_s = Q(1 - 0,168) \quad Q_1 = Q \times 0,832 = 17\,395^k \times 0,832 = 14\,472^k.$$

Le coefficient de stabilité sera :

$$\frac{\frac{b^2 t}{2} + \pi c + f Q_s \cos \theta u}{Q_s \frac{h}{3}}.$$

c se trouvera en décomposant la section du mur en deux triangles par une ligne partant de B et aboutissant à l'arête intérieure du couronnement et en cherchant les moments des poids de ces triangles.

$$2,58 \times \frac{10}{2} \times 2,19 + 0,58 \times \frac{10}{2} \times 3,72 = 15,80 \times c$$

$$c = \frac{28,25 + 10,79}{15,80} = \frac{39,04}{15,80} = 2^m,47$$

$$u = b \cos \theta = 2^m,53$$

Le coefficient de stabilité doivent :

$$\frac{33\,300 + 26\,860 \times 2,47 + 0,84 \times 14\,472 \times 0,98 \times 2,53}{36\,783^k}$$

ES ET DOCUMENTS.

$$\frac{1 + 29\,957}{5} = \frac{139\,601}{36\,783} = 3,5.$$

élevé et permettrait de réduire conneries; il est supérieur à celui qui a donné un coefficient de l'avantage du profil en surplomb inaisons relativement faibles. Cet it avec le surplomb. Comme on considérable en donnant un fruit térieur, on arrive à réduire beau-eries, ce qu'on ne peut pas faire

l'exemple de mur avec surcharge, aucune difficulté et donnant des voir d'avance.

NANT UN MASSIF AVEC TALUS EUR INDÉFINI.

yant le profil rectangulaire pri-ssif terminé à la partie supérieure lini faisant un angle de 30° avec

$$\frac{\sin \alpha_1}{\cos (\alpha_1 + \omega) \operatorname{tang} (\alpha_1 + \varphi)}$$

$$\frac{-\cos \omega \sin^2 \varphi \pm}{1 \mp \cos \varphi \cos \omega - \sin \omega} \\ \frac{\sin \varphi \cos \omega (\sin \varphi \cos \varphi \cos \omega - \sin \omega)}{\sin \varphi \cos \omega - \sin \omega},$$

$$10^\circ, \quad f = \operatorname{tang} \varphi = 0,84.$$

Il viendra :

$$\operatorname{tang} \alpha_1 = \frac{-0,3578 \pm \sqrt{0,1280 + 0,1818 - 0,2132}}{0,4264 - 0,5} = \frac{-0,3578 \pm 0,310}{-0,0736}$$

$$\operatorname{tang} \alpha_1 = \frac{-0,0478}{-0,0736} = 0,65 \quad \alpha_1 = 33^\circ 1',$$

ou :

$$\operatorname{tang} \alpha_1 = \frac{-0,6678}{-0,0737} = 9,06 \quad \alpha_1 = 83^\circ 42'.$$

Cet angle $83^\circ 42'$ ne répondant pas au problème, nous devons prendre la première solution :

$$\alpha_1 = 33^\circ 1', \text{ soit } 33^\circ.$$

La poussée aura donc pour valeur :

$$Q_1 = \frac{dh^2}{2} \cos 30^\circ \frac{\sin 33^\circ}{\cos 63^\circ \operatorname{tang} 73^\circ} = \frac{1600^k \times 100}{2} \times 0,3176 = 25408^k.$$

Le coefficient de stabilité sera :

$$\frac{\frac{b^2 t}{2} + \pi c + f Q_1 + b}{Q_1 \frac{h}{3}}.$$

Nous pouvons soit maintenir les dimensions du profil trouvé dans le cas n° 1 et chercher le coefficient de stabilité qui sera évidemment plus petit que l'unité, ou bien calculer la base b de manière que ce coefficient soit égal à l'unité (*équilibre statique*).

Dans la première hypothèse, nous aurons pour le coefficient de stabilité :

$$\frac{\frac{b^2 t}{2} + \pi c + f Q_1 b}{Q_1 \frac{h}{3}}$$

DOCUMENTS.

$$\frac{000^2 + 0,84 \times 25\,408 \times 1,58}{1 \times \frac{10}{3}} = \frac{67\,415}{84\,693} = 0,796.$$

, nous aurons, pour déter-

$$\begin{aligned} &= \frac{b^2 l}{2} + \pi c \\ &\frac{b^2 10\,000}{2} + \frac{b^2 17\,000^2}{2} \\ &5\,000\,b^2 + 85\,000\,b^2 \\ &b - 84\,693 = 0 \\ &- 6,27 = 0 \\ &0,79 \pm \sqrt{6,89} = -0,79 + 2,62 \\ &83. \end{aligned}$$

trouve donc, pour ce profil, augmenté dans le rapport proportion de 1,58 à 1,83

ec quelle facilité on peut latifs aux murs de soutène-

PRISME DU GÉNÉRAL ARDANT.

f arasé horizontalement au l du prisme (*fig. 40*), nous

$$\text{ang}^{\frac{a}{2}},$$

devient :

$$\begin{aligned} \left(\theta - \frac{h \tan \theta}{2 \cos \theta} \right) &< \tan \theta \left(\frac{h}{6} \tan \theta + \frac{h \tan \theta}{2 \cos \theta} \sin \theta \right) \\ \left(\frac{h}{3} + \frac{h}{2} \tan^2 \theta - \frac{h}{2} \right) &< \tan \theta \left(\frac{h}{6} \tan \theta + \frac{h}{2} \tan \theta \right) \\ \tan^2 \frac{\alpha}{2} \left(\frac{\tan^2 \theta}{2} - \frac{1}{6} \right) &< h \tan^2 \theta \times \frac{2}{3}. \end{aligned}$$

çant α et φ par leurs valeurs : $\alpha = 90^\circ - \varphi$
 $17^\circ 30'$, $\theta = 55^\circ$, on trouve : $\tan^2 \frac{\alpha}{2} = 0,2697$,
 $0,39$ et l'inégalité devient :

$$\begin{aligned} 0,2697 \left(\frac{2,039}{2} - \frac{1}{6} \right) &< \frac{2}{3} 2,039 \\ \frac{0,2697 (6,117 - 1)}{6} &< \frac{4,078}{3} \\ 0,2425 &< 1,359 \end{aligned}$$

étant satisfaite, le prisme doit être stable
 voir besoin de surélever le massif de sable au-
 reau BV. Nos formules rendent donc parfaite-
 de l'expérience.

§ 12. — EXPÉRIENCE DE BAKER.

is pensé qu'il serait intéressant d'appliquer
 à l'expérience n° 1 décrite par Baker dans le
 des *Minutes of proceedings* de la Société des
 vils de Londres, et rappelée par M. Flamant
 sur la poussée des terres pour établir que la
 oit pas être horizontale.

u mur à section rectangulaire de 1^{m,22} de
 e 0^{m,305} d'épaisseur, formé de blocs de bois
 utenant un tas de cailloux cassés arasé hori-

zontalement à 1^m,143 de hauteur sur 1^m,50 de largeur (fig. 41). La densité du bois était de 0,737, celle des cailloux 1,615 à cause des vides. Le talus naturel était de 1^m,20 de base pour 1 de hauteur.

Fig 41.

Remarquons que le talus naturel partant du pied du mur viendrait rencontrer la plate-forme supérieure avant le talus qui terminait le tas du côté opposé au mur et que, par conséquent, le prisme de plus grande poussée était entier.

Appliquons nos formules 1 et 2 à la détermination de la poussée Q et de la stabilité, en remarquant que la résistance à l'arrachement de la base du mur sur le sol est nulle. On a ici :

$$\operatorname{tang} \varphi = \frac{1}{1,2}$$

$$\varphi = 39^{\circ}48'$$

$$\alpha = 50^{\circ}12'$$

$$\frac{\alpha}{2} = 25^{\circ}6'$$

$$\left(\frac{\alpha}{2} + \varphi\right) = 64^{\circ}54'$$

S ET DOCUMENTS.

$$1^m,22 \times 0^m,305 = 0^m,3721$$

$$0,3721 \times 737^k = 274^k$$

$$0^m,305$$

$$0^m,152$$

$$b = 0^m,305$$

$$\text{tang } 39^{\circ}48' = 0,8332$$

$$0$$

$$\frac{\text{ang } 25^{\circ}6'}{\text{ang } 64^{\circ}54'} = 1054^k \times 0,2194 = 231^k.$$

lité sera :

$$\frac{\pi c + fQb}{Q \frac{h}{3}}$$

$$\frac{\times 231^k \times 0,305}{1} = \frac{41,648 + 58,674}{88,011}$$

$$\frac{00,322}{38,011} = 1,14.$$

ipérieur à l'unité, il n'est pas sur-
uestion n'ait pas été renversé.

formules coïncident parfaitement
es citées.

iaux composant le mur n'étaient
er, les blocs de bois auraient pu
a poussée; ce déplacement ne s'é-
rience prouve que les surfaces de
e le coefficient de frottement à la

rieur à $\frac{231}{275} = 0,84$. Ce coefficient

is cependant extraordinaire comme
blocs à surfaces vraisemblablement
s et humides. Peut-être aussi les

cailloux se seraient-ils tenus du côté du mur, sous un talus plus raide que du côté extérieur, circonstance qu'il est difficile d'apprécier, l'auteur ne disant pas comment on a procédé pour entasser les cailloux derrière le mur.

Dans tous les cas, l'équilibre du mur était bien près d'être rompu soit par glissement sur la base, soit par rotation.

§ 13. — REMBLAI DE 4 MÈTRES D'ÉPAISSEUR COMPRIS ENTRE DEUX MURS DE 10 MÈTRES DE HAUTEUR A PAREMENTS INTÉRIEURS VERTICAUX.

Nous avons vu que la poussée contre le parement AB (*fig. 42*) est égale à celle d'un massif qui serait arasé

Fig. 42.

horizontalement au niveau du point F où le plan de rupture BF vient couper le parement du mur opposé, et qui serait surchargé d'un massif vertical sur le restant de la hauteur FF₁ (troisième cas).

Prenons, comme dans les autres exemples, un terrain

CHIFFRES ET DOCUMENTS.

l'angle naturel soit égal à $40^{\circ} = \varphi$, l'angle du premier exemple de ce chapitre, a été

; nous aurons donc :

$$B = \frac{A, F}{\tan \frac{\alpha}{2}} = \frac{4^m}{\tan 25^{\circ}} = 8^m, 578$$

$$= 10^m - 8^m, 578 = 1^m, 422.$$

la poussée est donnée ici par la formule dans laquelle $h = A, B = 8^m, 578$ et $h' =$

calculée pour la valeur h , est :

$$\frac{1^k \times 73,58}{2} \times 0,21744 = 58\,864 \times 0,21744 \\ = 12\,799^k.$$

$$\left(\frac{1 \times 1^m, 422}{8,578} \right) = 12\,799 \times 1,33 = 17\,065^k.$$

le point d'application au-dessus du point x déterminée par la relation :

$$8 \times \frac{2,859 + 1,422}{8,578 + 2,844} = 8,578 \times 0,57 = 3^m, 17.$$

calculer la poussée sur la partie AA_1 qui supporte la surcharge. Cette poussée est

$$Q' = \frac{dh^2}{2} \tan^2 \frac{\alpha}{2}$$

$$\times 0,21744 = 1\,616 \times 0,21744 = 351^k.$$

Cette poussée passe au tiers de AA_1 à partir de A_1 , c'est-à-dire une distance du point B égale à :

$$8^m,578 + 0^m,474 = 9^m,052.$$

La résultante totale de la poussée des terres sur AB sera donc égale à :

$$Q_c + Q' = 17\,065 + 351 = 17\,416^k.$$

Cette poussée définitive passe à une distance du point B égale à :

$$\frac{17\,065^k \times 3^m,17 + 351^k \times 9^m,05}{17\,416} = \frac{57\,272}{17\,416} = 3^m,28.$$

Ces résultats auraient pu être obtenus directement et plus simplement en calculant la poussée exercée sur le parement AB par un terre-plein de largeur indéfinie comme nous en avons fait la remarque au § 11, chapitre 1^{er}.

Nous aurons ici :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \operatorname{tang}^2 \frac{a}{2}$$

$$Q = \frac{1\,600 \times 100}{2} \times 0,21744 = 17\,395.$$

Cette poussée passe au tiers de AB soit à $3^m,33$ au-dessus du point B. On voit que c'est à quelques kilogrammes et à quelques centimètres près ce que nous avons trouvé ci-avant. La différence provient des décimales que nous avons négligées.

CHAPITRE III.

EXPÉRIENCES.

EXPÉRIENCES AYANT POUR BUT L'ÉTUDE DES
PHÉNOMÈNES RELATIFS AU PLAN DE RUPTURE.

les phénomènes qui se produisent dans un talus au moment où le mur qui le soutient vient à se déplacer parallèlement à lui-même en glissant sur sa base. Les expériences ont été faites dans une caisse en bois servant d'un aquarium ayant la forme d'un parallélépipède rectangle, dont les quatre faces sont formées de glaces transparentes. Une planche en bois placée parallèlement aux parois de la caisse et retenue à la main ou au moyen de cordons faciles à déplacer, divisait l'aquarium en deux parties et servait à soutenir les terres placées dans la caisse. En déplaçant cette planche parallèlement à elle-même, on pouvait observer très nettement la position du plan de rupture et tous les phénomènes que nous avons décrits dans le 3^e du chapitre I^{er}.

Les expériences ont été faites sur deux natures de remblai : 1° sur du sable sec; 2° sur de la terre sablonneuse humide, moitié sèche et présentant une certaine cohésion. On la tassait ou qu'on la pressait dans la

caisse nous a permis aussi de déterminer le talus naturel des terres sur lesquelles on dépose le remblai contre l'une des parois. On nous formions un tas appuyé d'un côté sur la paroi et terminé de l'autre par un talus dont la forme se dessinait nettement sur les parois de la caisse, ce qui permettait d'en mesurer les dimensions.

MURS DE SOUTÈNEMENT ET POUSS

Le sable sec prenait toujours le m de la terre sablonneuse variait avec sion ; ainsi le massif qui avait servi à de poussée se tenait sous un talus 18 de hauteur, tandis que le rem comprimé, tel qu'on l'obtenait en p une petite pelle et en la vidant dans talus de 23 de base pour 17 de hante le talus de la première expérience (tument) que nous devons prendre pour rupture suit la bissectrice de l'angle ment de φ .

La position du plan de rupture se et très facilement dans les deux cas, ment qu'y prennent les molécules brusque qui se produit à la surface ligne où aboutit ce plan, avec cette d terre, le prisme de plus grande po nettement du talon. Quand on com enlevant le mur, on voit en place, e diverses tranches que forme l'ébouler que le prisme primitif de plus grand lui en suivant le mur, tranches qui p cette succession de gradins dont nous

Nous avons renouvelé bien souvent constaté que le plan de rupture avait u pour chaque nature de terre ; nous c faisait avec le mur en mesurant, sur hauteur du mur et la distance sépar fissure supérieure.

Voici ce que nous avons trouvé :

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

Sable moyennement sec.

: de rupture calculé.

Angle de rupture observé.

Fig. 43.

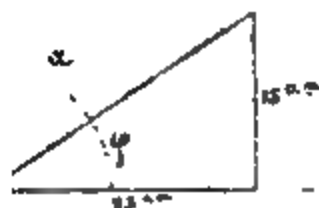
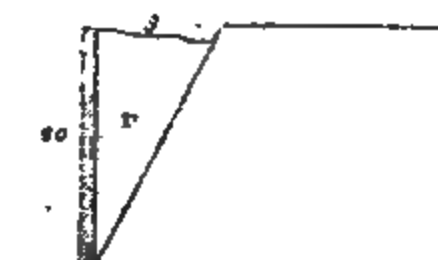


Fig. 44.



Talus naturel :

$$\tan \varphi = \frac{15}{23} \text{ (fig. 43)}$$

$$\varphi = 33^{\circ}06'$$

$$\alpha = 56^{\circ}54'$$

$$\frac{\alpha}{2} = 28^{\circ}27'$$

Prisme de plus grande poussée :

Appelons r l'angle que fait le plan de rupture avec la verticale.

$$\tan r = \frac{10,5}{20} \text{ (fig. 44)}$$

$$r = 27^{\circ}42'$$

$$r = \frac{\alpha}{2} \text{ à moins d'un degré près.}$$

Autre expérience : sable très sec.

Talus naturel :

$$\varphi = 34^{\circ}$$

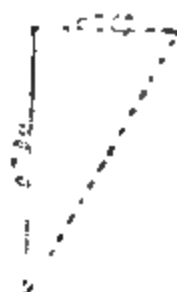
$$\frac{\alpha}{2} = 28^{\circ}$$

Angle de rupture observé dans quatre

$$\text{expériences } \left\{ \begin{array}{l} 0^{\text{m}},265 \\ 0^{\text{m}},270 \\ 0^{\text{m}},275 \\ 0^{\text{m}},270 \end{array} \right\} \text{ moyenne } 0^{\text{m}},27 \text{ (fig. 44 bis).}$$

$$r = \frac{0,27}{0,50} = 0,54$$

$$r = 28^{\circ}29'$$



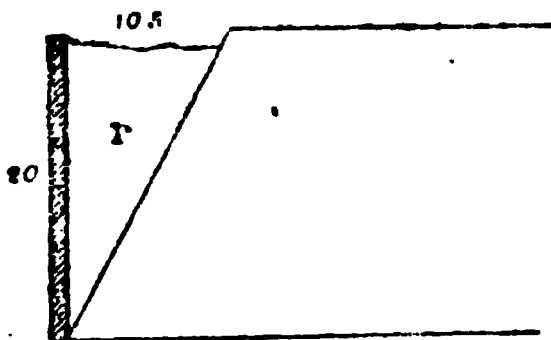
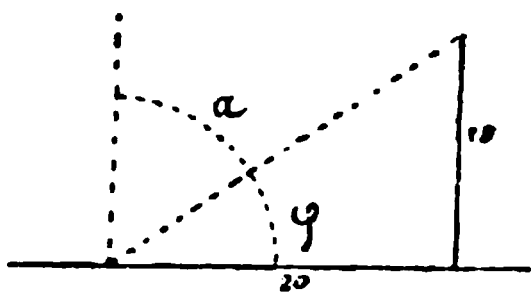
Terre sablonneuse.

Angle de rupture calculé.

Angle de rupture observé.

Fig. 45.

Fig. 46.



$$f = \tan \varphi = \frac{18}{20} \text{ (fig. 45)}$$

$$\varphi = 41^{\circ}59'$$

$$\alpha = 48^{\circ}01'$$

$$\frac{\alpha}{2} = 24^{\circ}$$

$$\tan r = \frac{9}{20} \text{ (fig. 46)}$$

$$r = 24^{\circ}14'$$

Ces expériences répétées un grand nombre de fois nous ont toujours donné des résultats concordants, à une fraction de degré près.

Nous avons aussi cherché la position du plan de rupture pour le cas d'un parement intérieur incliné plus ou moins jusqu'à 30° environ (deuxième cas). Nous avons constaté par un grand nombre d'expériences faites soit avec le sable sec, soit avec la terre sablonneuse, que *le plan de rupture ne variait pas quelle que fût l'inclinaison du parement, et que ce plan faisait toujours avec la verticale menée par le pied du mur, l'angle $r = \frac{\alpha}{2}$ constaté dans les expériences avec parement vertical.*

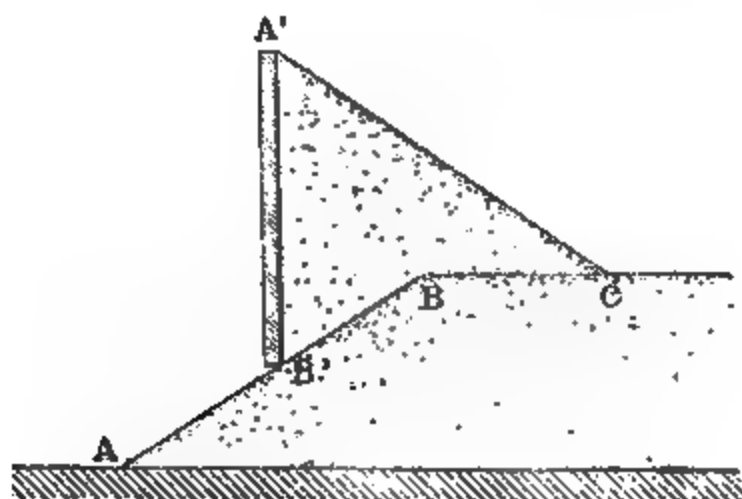
Ce résultat confirme donc expérimentalement l'exactitude des considérations théoriques que nous avons exposées pour déduire le cas n° 2 du cas n° 1. Remarquons qu'il n'est même pas besoin de supposer la cohésion nulle pour passer d'un cas à l'autre puisque, en fait, il n'y a pas de rupture du massif de terre dans le plan vertical passant par le pied du mur.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

EXPÉRIENCES MONTRANT QUE LE TALUS NATUREL NE CHANGE PAS LORSQU'ON SURCHARGE LE MASSIF.

Dans notre caisse à expériences, nous avons fait un talus BC (fig. 47) limité par le talus naturel AB puis, à l'aplomb de son sommet B', nous avons placé la cloison

Fig. 47.



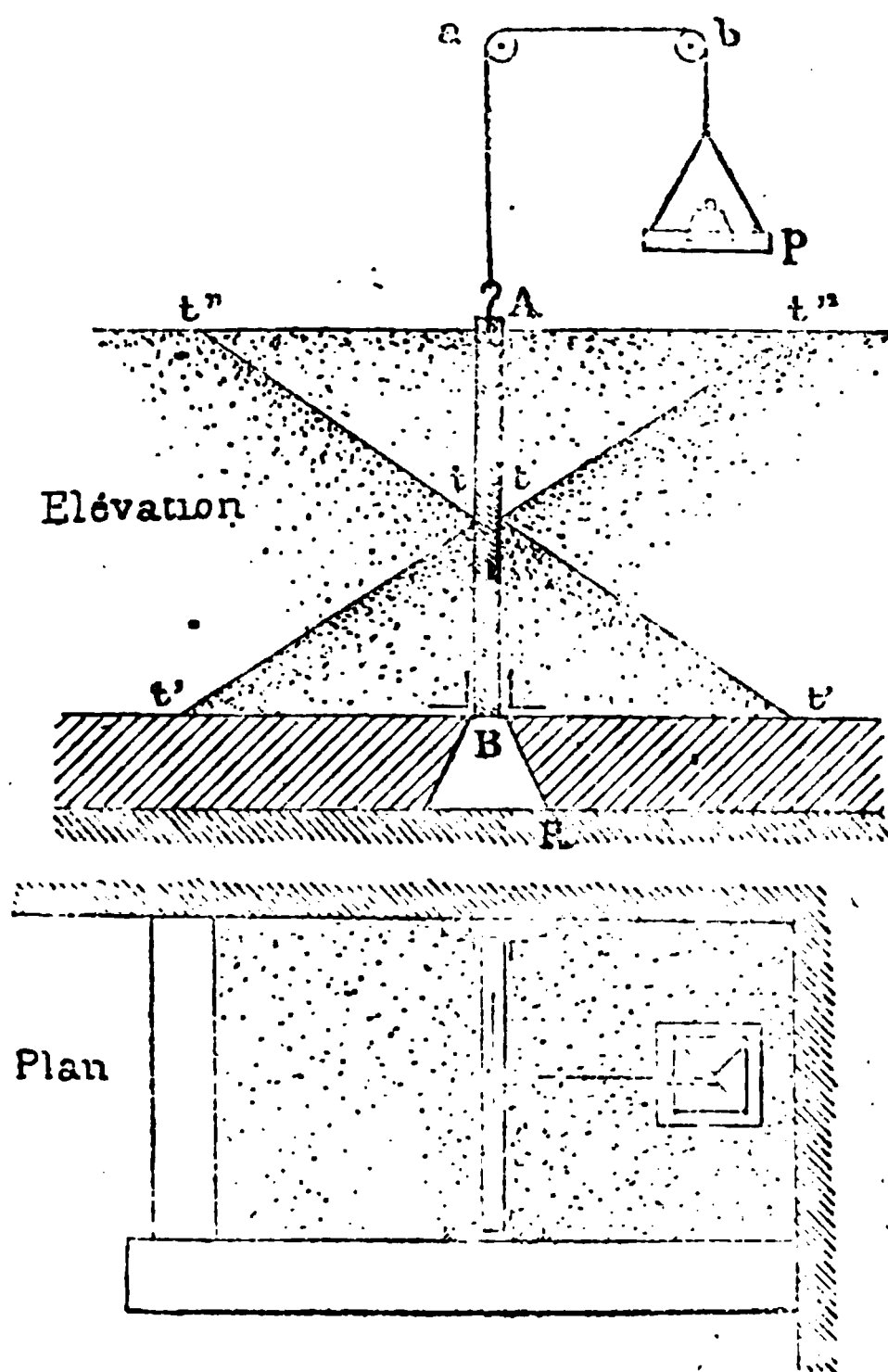
à l'aplomb de son sommet B', nous avons placé la cloison latéralement de manière que la base B' affleurât la surface du talus sans pénétrer dans le massif et sans surcharger celui-ci; puis nous avons rempli de sable la paroi de la cloison A'B'. Le talus naturel AB n'a changé et aucune partie du sable supérieur n'a glissé sur la paroi A'B'. La surcharge ne change donc pas le talus naturel comme la théorie l'indique.

Cette expérience prouve également que le talus naturel ne change pas lorsqu'on augmente de plus en plus la surcharge du massif et c'est ce qu'on peut vérifier direc-

§ 3. — EXPÉRIENCES AYANT POUR OBJET LA DÉTERMINATION
DE LA DIRECTION DE LA POUSÉE.

Première expérience. — Les expériences que nous allons décrire ont été faites avec du sable de la Saône, sec et de grosseur moyenne, dans le sous-sol de la maison éclusière du barrage de la Mulatière que notre collègue M. Jacquet, Ingénieur en chef du service spécial du Rhône, avait obligeamment mis à notre disposition, et avec le concours de M. Givoiset, conducteur, et de deux autres

Fig. 43.



DOCUMENTS.

ées. Le panneau en bois
50 de hauteur et 0^m,50 de
s avait deux de ses faces
ngle droit d'un des angles
is (*fig.* 48 et 49); la troi-
t formées par des madriers
bien calés. Des rainures
ond permettaient au pan-
sans être soumis à d'autre
ntre ses faces.

'un terre-plein contre un
horizontale, comme nous
nous plaçons le panneau
s de la rainure horizon-
trer sans frottement, et
e suspendant au moyen
poules *a*, *b*, à frottement
aquelle est un plateau *p*
nb en quantité suffisante
du panneau et, par suite,

iées à angle droit suivant
ées dans l'angle rentrant
des rainures, empêchent
si qui sont en outre éva-
éviter tout engorgement
plémentaire.

(*fig.* 50) de la bande de
ainure lorsque le panneau
une petite règle en bois
itié de la bande reposait
nsuite fortement appuyée
ce de bois inférieure par

les rainures latérales ont

été raidies de même. Dans le but d'éviter tout frottement du panneau contre ces rainures, nous l'avons disposé de manière qu'il n'entre pas dans ces rainures et qu'il soit seulement guidé par les joints mobiles en papier. Ces rainures servaient donc seulement à donner une issue aux grains de sable qui auraient pu pénétrer dans les joints. En outre, le remblai a toujours été monté bien symétriquement de chaque côté du panneau. Enfin pour réduire encore les chances d'introduction du sable dans les joints, nous avons recouvert les faces du panneau d'une feuille de papier libre passant par-dessus les joints, le frottement du

Fig. 50.



panneau se faisant contre cette feuille était plus régulier et devenait bien égal sur les deux faces

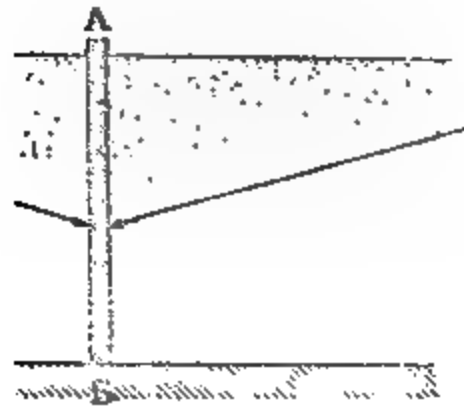
Cela fait, nous avons remblayé de part et d'autre du panneau de manière à constituer un massif complet ; puis nous avons abandonné à lui-même le panneau que nous avions soutenu momentanément au moyen d'une corde fixe pendant le remblaiement.

Si la poussée contre le parement AB (*fig. 51*) n'est pas horizontale, elle est inclinée et donnera avec celle de la face opposée qui lui est évidemment symétrique, une composante qui, si elle est inclinée vers le bas, s'ajoutera au poids du panneau (ou au contraire, qui réduirait le poids du panneau si elle était dirigée vers le haut).

S ET DOCUMENTS.

cre le frottement du sable contre
on n'aurait qu'à constater que le
dans la rainure, ni n'est soulevé

Fig. 51.



on concluerait que la poussée est

avant se mouvoir dans le massif
e provenant du frottement, nous
en A, d'un poids que nous avons
le panneau commençât à s'enfon-
déchargeant ce panneau, nous
d'un poids que nous avons aug-
panneau fut soulevé.

ie ces poids sont rigoureusement
pte du frottement de la corde sur

vaincre pour enfoncer le panneau
soulever, cette expérience prouve
horizontale puisqu'elle ne donne
nantant le frottement dans un

expérience :

appuyant contre le panneau avait
rge était augmentée progressive-
grammes ou de 400 grammes ;

les poids étaient empilés sur le milieu du panneau de façon à maintenir le centre de gravité du système sur la verticale passant par la corde de suspension. Voici la reproduction des notes de notre carnet :

à $10^k,0$ le panneau descend, mais d'une manière à peine sensible;
à $10^k,5$ — descend sensiblement;
à $11^k,0$ — descend nettement.

Nous n'avons pas continué à charger le panneau afin de ne pas provoquer un coincement des joints.

Après le déchargement du panneau, les poids ont été placés dans le plateau avec beaucoup de précaution comme dans le premier cas, afin d'éviter le moindre choc ou changement brusque de tension de la corde. Voici ce que nous avons constaté :

à $11^k,5$ le panneau monte, mais d'une manière à peine sensible;
à $12^k,0$ — — —
à $12^k,4$ le panneau monte sensiblement et au bout d'un instant est soulevé brusquement.

Pour avoir la charge qui fait équilibre au frottement du sable contre le panneau, il faut évidemment déduire de la charge observée ce qui est absorbé par le frottement des poulies sur leur axe, car ce frottement n'est pas le même dans les deux expériences d'enfoncement et de soulèvement du panneau. En effet, lorsque le panneau est chargé et s'enfonce, il entraîne dans son mouvement la corde et le plateau non chargé et il n'a à vaincre que le frottement qui se développe sur les deux poulies lorsqu'on fait mouvoir l'appareil à vide (*panneau et plateau équilibrés*), tandis que lorsque le panneau est soulevé par un poids de $12^k,400$, on a à vaincre le frottement des deux poulies chargées, frottement qui est évidemment plus considérable. Nous avons donc mesuré directement ces deux frottements par les deux expériences suivantes.

1° Le panneau et le plateau se faisant bien équilibre,

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

rouvé que pour mettre l'appareil en mouvement de vitesse, il fallait un poids additionnel de 500 soit sur le panneau, soit sur le plateau scendre l'un ou l'autre pesant 2^k,565 ; leau et le panneau étant chargés chacun et d'un poids de 10 kilogrammes, nous avons ajouté un poids additionnel de 2^k,400 pour vaincre l'étrouduire le mouvement soit dans un sens, soit

additionnels de 0^k,500 et 2^k,400 mesurent le frottement des poulies dans les deux et donc retrancher 0^k,500 de la charge de descente et 2^k,400 de la charge de soulèvement la mesure exacte du frottement contre le pan-

nd les charges qui ont donné le mouvement à e de descente et de soulèvement, on trouve :

$$\begin{aligned} 0^k,0 - 0^k,5 &= 9^k,5 \text{ pour la descente,} \\ 1^k,5 - 2^k,4 &= 9^k,1 \text{ pour le soulèvement.} \end{aligned}$$

ont égaux à 400 grammes près.

aurons un résultat plus précis en prenant les ont produit un mouvement de même intensité x sens, c'est-à-dire la charge qui a donné le que nous avons désigné par *mouvement sensible* préciait nettement sans cause d'erreur. Il y a de raison pour agir ainsi qu'il existe toujours incertitude pour juger le moment précis où le mouvement et que de plus nous augmentions

ents sont sensiblement proportionnels à la charge. En admet- tionnalité et en calculant ainsi le frottement de la seconde ave :

$$2^k,565 : 12^k,565 :: 0,500 : x,$$

$$x = 2^k,449, \text{ chiffre très voisin de } 2^k,400.$$

. trouvera son application au paragraphe 4.

les charges par poids successifs de 400 à 500 grammes. Ces charges sont, d'après nos notes :

10^k,5 pour la descente, et 12^k,4 pour le soulèvement.

En retranchant de ces poids la charge nécessaire pour vaincre le frottement des poulies, il reste 10 kilogrammes pour la résistance du frottement du sable contre les deux faces du panneau soit lorsqu'il descend en s'enfonçant, soit lorsqu'il remonte. On peut donc dire que *la poussée du sable contre les faces du panneau est horizontale*.

On peut, d'après cela, évaluer le coefficient de frottement du sable contre le panneau. Calculons d'abord la poussée. On a :

$h = 0^m,30$, largeur = $0^m,475$ entre les règles des joints, $\varphi = 34^\circ$,
 $a = 56^\circ$.

$$Q = \frac{dh^2}{2} \operatorname{tang}^2 \frac{a}{2} \times 0^m,475$$

$$Q = \frac{1\,560 \times 0,09}{2} \times 0,2827 \times 0,475 = 9^k,428.$$

Le frottement sur les deux faces du panneau étant de 10 kilogrammes, le frottement sur une face sera 5 kilogrammes et le coefficient de frottement sera $\frac{5}{9,428} = 0,53$

Deuxième expérience. — Nous avons répété la même expérience avec un massif de $0^m,40$ de hauteur contre le panneau et terminé par deux talus tt' dirigés symétriquement de haut en bas. Nous avons trouvé une charge de 10^k,5 pour l'enfoncement, et une charge de 12^k,7 pour le soulèvement. En retranchant le frottement des poulies qui, pour le soulèvement du panneau, est sensiblement le même que dans l'expérience précédente (2^k,460 calculé, au lieu de 2^k,400) on trouve 10^k,5 — 0^k,5 = 10^k, pour l'enfoncement et 12^k,7 — 2^k,460 = 10^k,240 pour le soulèvement, soit le même poids que pour l'enfoncement, à 240 grammes près.

RES ET DOCUMENTS.

ment très doux et se terminait par geait d'un poids un peu supérieur à aire pour retenir le panneau. Cette au et les poulies, était dans un plan prolongement idéal au delà de l'anse nt par le milieu de la largeur du

u à peu le plateau, on constate la u moment où le panneau AB com- it de renversement (*). Ce poids est le rapport inverse des bras de levier

s de BA. Q est donc déterminé expé-

le frottement sur la face AB, quel : influence sur le résultat, car, son d à la moitié seulement de l'épais- i n'est que de 14 millimètres; son ur conséquent, considéré comme nul. qué que les règles formant les joints pas le panneau dans son mouvement règles sont, en effet, fortement ap- on du sable contre les joues fixes le massif; nous devons donc ne ce poussée que la partie du panneau

sition du plateau, nous nous sommes servi d'une le dans un morceau de bois et dont le gros bout petit trou fait dans le panneau avec la fine pointe du bout de l'aiguille. On pouvait ainsi voir des déplacements d'une fraction de millimètre, et apprécier très nettement au commençait à céder sous l'action de la poussée. en aux personnes qui voudraient refaire nos expériences et un petit niveau à bulle d'air nous servait dans le milieu du bord supérieur du panneau et à d.

comprise entre les règles, soit dans le cas actuel $0^m,467$.

Le poids additionnel restant dans le plateau, au moment où le mouvement de renversement commence à se produire, était de $1^k,800$; en y ajoutant le poids du plateau et de ses accessoires, qui est de $2^k,565$, on trouve un poids total de $4^k,365$, auquel il faut ajouter le frottement des poulies qui est de $0^k,850$, en le calculant d'après les résultats des expériences décrites dans le paragraphe précédent. On a donc : $p = 4^k,365 + 0^k,850 = 5^k,215$.

Dans notre expérience, nous avons :

$$AB = 0^m,50; \quad DB = 0^m,61.$$

La force Q équilibrée par p sera donc :

$$Q = p \times \frac{0^m,61}{1/3 \ 0^m,50} = 5^k,215 \times \frac{0,61}{0,1666} = 19^k,10.$$

En calculant la poussée Q par nos formules, nous trouvons :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \tan^2 \frac{a}{2} \times 0,467$$

$$Q = \frac{1\ 560 \times 0,25}{2} \times 0,2827 \times 0,467 = 195^k \times 0,132$$

$$Q = 25^k,740.$$

La différence de $6^k,640$ entre les deux valeurs de Q vient de ce que notre massif est limité latéralement par deux murs fixes formant deux joues latérales contre lesquelles les molécules du prisme de plus grande poussée doivent, dans notre expérience, se mouvoir horizontalement au début du mouvement, en subissant un frottement qui diminue d'autant son action, tandis que nos formules ont été établies en admettant que le prisme considéré avait une longueur indéfinie. Il faudrait donc, pour atténuer cette influence, pouvoir opérer sur un panneau très long.

Deuxième expérience. — Pour mettre en évidence cette influence, nous avons recommencé notre expérience en

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

prolongement et de chaque côté du pan-
ux murs fixes de 0^m,88 de longueur afin
is latérales qui se trouvent en dehors des
du massif; de cette façon, l'influence du
es joues latérales sera éliminée à peu près
a profondeur du massif était de 0^m,74
ient au panneau, dont la largeur était

ouvelle expérience, nous avons trouvé que
mençait à bouger, mais d'une manière à
orsque la charge totale du plateau était de
ivement devenait sensible, quoique très
us une charge de 5^k,065; en continuant
lateau, le mouvement s'est accentué et le
par tomber. Nous aurons donc, ici,
menté du frottement des poulies qui est de
5^k,948 et par suite $Q = p \times \frac{0,61}{0,1666}$
ur beaucoup plus considérable que dans
édente.

) calculée par les formules, pour un pan-
e largeur est :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \tan^2 \frac{\alpha}{2} \times 0,50$$

$$Q = \frac{1560 \times 0,25}{2} \times 0,2827 \times 0,50$$

$$Q = 97^k,5 \times 0,2827 = 27^k,563.$$

de 2^k,123 qui existe encore entre la
et la poussée observée provient probable-
nous ne mesurons la force p que lorsque
du panneau s'est déjà manifesté d'une
e et que, par conséquent, nous avons sur
charge inférieure à celle qui correspond à
1. D'un autre côté, le massif n'étant pas

indéfini, il doit se produire encore quelques frottements latéraux sur le prisme de poussée.

Une autre preuve de l'influence considérable du frottement contre les joues dans la première expérience, c'est que nos joints latéraux en papier ne suivaient pas le panneau dans son mouvement de renversement et restaient appliqués contre les joues dans leur position primitive.

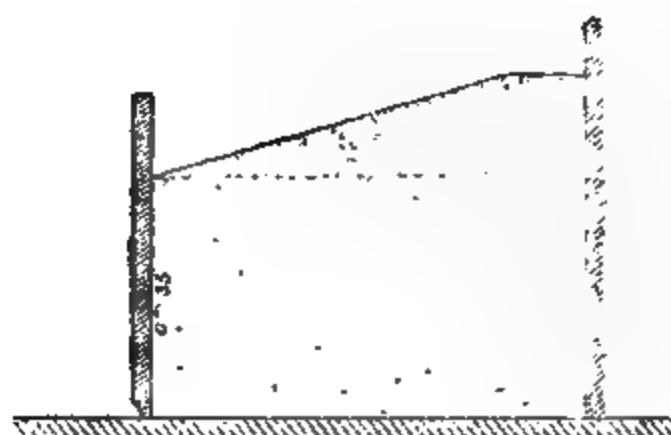
Remarque relative aux contreforts intérieurs. — L'influence du frottement sur les joues latérales du prisme de plus grande poussée est, comme on le voit, assez considérable puisque pour un panneau de 0^m,467 de largeur soutenant un terre-plein de 0^m,50 de hauteur, c'est-à-dire pour un espacement des joues égal à peu près à la hauteur du remblai, ce frottement a diminué la poussée de 6^k,64, soit de 25 p. 100. C'est donc une qualité nouvelle à mettre à l'actif des contreforts intérieurs dont les joues latérales devront être aussi rugueuses que possible afin de retenir le plus possible le prisme de plus grande poussée.

Troisième expérience. — *Mur à parement vertical soutenant un massif avec talus.* — Pour mesurer la poussée dans ce cas, nous nous sommes servi du même appareil, mais le remblai n'a été élevé contre le mur que jusqu'à une hauteur de 0^m,35 = h et nous l'avons ensuite terminé par un talus de 14° = ω prolongé à 0^m,60 (*fig. 55*) de distance du panneau pour que le talus naturel mené par le pied le rencontre avant d'atteindre les limites du massif.

La poussée passait donc à 0^m,117 au-dessus de la base et la force résistante qui a été trouvée égale à 1^k,950 plus le frottement des poulies = 0^k,380, soit 2^k,430 en tout, passait à 0^m,61 au-dessus de la même base; la poussée mesurée est donc égale à :

$$2^{\text{k}},330 \times \frac{0,61}{0,117} = 12^{\text{k}},150.$$

Fig. 55.



quant la formule du troisième cas sur une longueur de 0^m,467, on a :

$$= \frac{dh^2}{2} \cos \omega \frac{\sin \alpha_1}{\cos(\alpha_1 + \omega) \tan(\alpha_1 + \varphi)} \times 0^m,467$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{-\cos \omega \sin^2 \varphi \pm \sin \varphi \cos \varphi \cos \omega - \sin \omega}{\sin^2 \varphi + \sin \varphi \cos \varphi \cos \omega (\sin \varphi \cos \varphi \cos \omega - \sin \omega)}$$

$$\frac{\sin^2 \varphi + \sin \varphi \cos \varphi \cos \omega (\sin \varphi \cos \varphi \cos \omega - \sin \omega)}{\sin \varphi \cos \varphi \cos \omega - \sin \omega};$$

or $\omega = 14^\circ$, $\varphi = 34^\circ$, $h = 0^m,35$:

$$\alpha_1 = \frac{-0,3816 \pm \sqrt{0,1456 + 0,4496 \times (0,2077)}}{0,2077}$$

$$\frac{-0,3816 \pm \sqrt{0,1456 + 0,09338}}{0,2077} = \frac{-0,3816 \pm 0,4888}{0,2077}$$

$$= \frac{0,1072}{0,2077}$$

$$\log \tan \alpha_1 = 1,71275$$

$$\alpha_1 = 27^\circ 18'$$

te :

$$Q_1 = 14^k,47.$$

rence de 2^k,32 entre cette valeur de la poussée et la nous avons observée tient au frottement contre

les joues latérales, comme nous l'avons déjà expliqué, et aussi, à cette circonstance, que la formule suppose le talus prolongé indéfiniment, tandis que nous avons dû le limiter à 0^m,60 de distance des joues et le remplacer par un terre-plein qui avait encore 0^m,20 de longueur dans cette direction; sans cette dernière circonstance, la poussée mesurée serait un peu plus forte et la différence ci-dessus un peu plus faible.

Nous avons répété la même expérience avec un remblai de 0^m,35 de hauteur, mais sans talus supérieur et nous avons trouvé que le mouvement commençait pour une charge totale du plateau de 1^k,750, plus le frottement des poulies qui est de 0^k,341.

La poussée observée dans ce cas est donc :

$$2^{\text{k}},091 \times \frac{0,61}{0,117} = 10^{\text{k}},90.$$

La poussée calculée pour ce cas est, pour $h = 0^{\text{m}},35$:

$$Q = \frac{dh^2}{2} \tan^2 \frac{a}{2} \times 0,467$$

$$Q = \frac{1560 \times 0,1225}{2} \times 0,2827 \times 0,467$$

$$Q = 95^{\text{k}},55 \times 0,2827 \times 0,467 = 12^{\text{k}},612.$$

La différence entre ce résultat et la poussée calculée est : $12,612 - 10^{\text{k}},90 = 1^{\text{k}},71$; elle représente l'influence des joues.

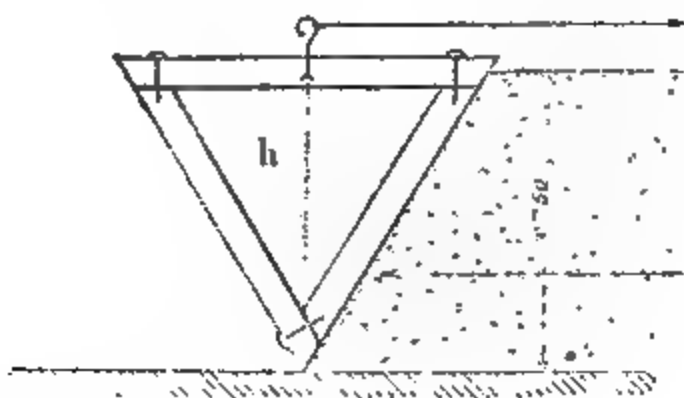
La différence entre les deux poussées calculées pour le cas d'un talus et du terre-plein est $14,47 - 12,612 = 1^{\text{k}},858$; elle représente l'influence de la surcharge. Cette différence prise avec les poussées observées dans les deux mêmes cas est $12^{\text{k}},15 - 10^{\text{k}},90 = 1^{\text{k}},25$ qui correspond bien à celle donnée par les poussées calculées, sauf la réduction de 0^k,608 due à cette circonstance que le talus de 14° de la face supérieure du massif n'était pas de longueur indéfinie dans notre expérience et que le frottement

de les joues latérales du prisme de poussée est un peu grand lorsque le massif est avec talus supérieur.

troisième expérience. — Poussée contre un mur en lomb. — Pour déterminer cette poussée, nous avons placé le panneau à parements verticaux par un prisme gulaire présentant deux faces symétriques inclinées à sur la verticale et reposant sur l'arête inférieure; le ent du poids du prisme sera nul, ainsi que celui du ment et nous pourrons mesurer directement la pous-omme dans la première expérience.

us avons fait construire un prisme creux en bois 56) dont la hauteur verticale était de $0^m,52$, mais

Fig. 54.



nous n'avons remblayé que sur une hauteur verticale $0,50 = h$, et dont la largeur entre les règles des joints de $0^m,47$. Nous avons posé ce prisme sur son arête euse et amené la face supérieure à être bien horie en l'équilibrant de façon qu'il ne tombe ni à droite, gauche, c'est-à-dire que son centre de gravité passe e verticale menée par l'arête d'appui.

is avons trouvé que le prisme commençait à bouger renversait ensuite rapidement pour une charge de 0 composée d'un poids de $1^k,050$ restant sur un petit u qui pesait $0^k,450$. Le frottement des poulies était 204.

La corde de retenue passant à 0^m,53 au-dessus de l'arête de rotation, on aura la poussée par l'expression :

$$Q = 1^k,704 \times \frac{0,53}{0,1666} = 5^k,42.$$

Pour la même hauteur de remblai contre un parement vertical, nous avons trouvé une poussée mesurée de 19^k,10 pour une largeur de 0^m,467, soit 19^k,22 pour une largeur de 0^m,47. La diminution de poussée de 13^k,80 due au surplomb est, comme on le voit, très considérable.

La poussée calculée au moyen de nos formules est :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \tan^2 \frac{\alpha}{2} (1 - \tan \theta \tan \varphi) \times 0^m,47$$

$$Q = \frac{1560 \times 0,25}{2} \times 0,2827 (1 - 0,3894) \times 0^m,47$$

$$Q = 195^k \times 0,2827 \times 0,6106 \times 0,47 = 15^k,79.$$

La poussée contre ce parement vertical pour une même hauteur de remblai (0^m,50) et calculée au moyen de nos formules a été trouvée égale à 25^k,740 pour une largeur de panneau de 0^m,467, ce qui donne 25^k,90 pour une largeur de 0^m,47 (voir § 4). La différence entre cette poussée et celle calculée pour le mur en surplomb est de 25^k,90 — 15^k,79 = 10^k,11, différence qui est à 3^k,690 près celle qui existe entre les poussées observées dans les deux expériences (*). L'influence du surplomb est donc bien représentée par nos formules qui sont ainsi vérifiées par l'expérience.

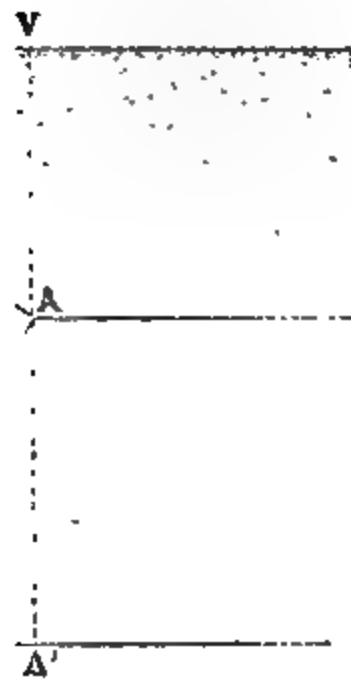
Cinquième expérience. — Poussée contre un mur à parement intérieur incliné. — Nous avons, pour cela, répété l'expérience du général Ardant, en remplaçant les

(*) La différence 15^k,80 entre les poussées observées doit être un peu plus grande que la différence 10^k,11 entre les poussées calculées, parce que le surplomb diminue la surface des joues latérales du prisme de poussée et, par suite, le frottement qui provient de ces joues pour diminuer la poussée.

CUMENTS.

en papier. Le prisme que
massif, en bois ; ses dimen-

$$é BA = 0^m,4047.$$



able sec sur lequel nous

$$C = 0^m,30 :$$

$$\varphi = 0,6745$$

$$\varphi = 0^m,4047.$$

$$, \text{ et } CA' = 0^m,1678.$$

le rugueuse en y clouant
nous avons collé préala-
le.

vec du sable le comparti-
jusqu'au plan horizontal
nditions, le prisme était
nous avons fixé au milieu

de l'arête B, au moyen d'un crochet, un petit plateau dans lequel nous avons placé une charge croissante que nous augmentions de 100 grammes chaque fois. Ce n'est que sous une charge de 3^k,500 que le prisme a basculé.

En appliquant à ce cas la formule de stabilité donnée dans le § 9 du chapitre I^{er}, et en y faisant $\varphi = 34^\circ$;

$\alpha = 56^\circ$; $\frac{\alpha}{2} = 28^\circ$; $\theta = 56^\circ$; $h = 0,2263$, comme nous

l'expliquons au § 11 du chapitre II, l'inégalité (a) qui est :

$$(a) \quad \operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2} \left(\frac{h}{3} + \frac{h}{2} \operatorname{tang}^2 \theta - \frac{h}{2} \right) < \operatorname{tang} \theta \left(\frac{h}{6} \operatorname{tang} \theta + \frac{h}{2} \operatorname{tang} \theta \right)$$

ou :

$$\operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2} \left(\frac{\operatorname{tang}^2 \theta}{2} - \frac{1}{6} \right) < \operatorname{tang}^2 \theta \times \frac{2}{3}$$

devient :

$$(c) \quad 0,2827 \left(\frac{2,198}{2} - \frac{1}{6} \right) < 2,198 \times \frac{2}{3}$$

$$0,2827 \times 0,9323 < \frac{4,396}{3}$$

$$0,2635 < 1,46.$$

L'inégalité est donc satisfaite et le prisme doit être stable.

§ 5. — EXPÉRIENCES SUR L'INFLUENCE DU FROTTEMENT.

Première expérience. — S'il n'y avait pas de frottement sur la face BA, cette résistance, qui dans l'expérience précédente s'oppose au renversement du prisme, étant nulle, le dernier terme de chaque membre de l'inégalité (a) ci-dessus tirée du § 11, chapitre II, sera nul et l'inégalité devient :

$$\operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2} \left(\frac{h}{3} + \frac{h}{2} \operatorname{tang}^2 \theta \right) < \operatorname{tang} \theta \times \frac{h}{6} \operatorname{tang} \theta$$

ou :

$$\operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2} \left(\frac{1}{3} + \frac{\operatorname{tang}^2 \theta}{2} \right) < \frac{\operatorname{tang}^2 \theta}{6},$$

remplaçant $\tan^2 \frac{\alpha}{2}$ et $\tan^2 \theta$ par leurs valeurs :

$$0,2635 \left(\frac{1}{3} + \frac{2,198}{2} \right) < \frac{2,198}{6}$$

$$0,2635 (0,333 + 1,099) < 0,366$$

$$0,2635 \times 1,432 < 0,366$$

$$0,377 < 0,366.$$

lité n'est donc plus satisfaite et le prisme doit l'est en effet ce que nous avons vérifié en lissant ent la face BA du prisme de manière à y rendre ent du sable aussi faible que possible. En faisant i jusqu'au plan horizontal passant par l'arête B, ans la première expérience, nous avons constaté isme tombait, mais qu'il était extrêmement voi- position d'équilibre, parce qu'il restait encore un ement sur la face AB.

me expérience. — La poussée proprement dite endante du frottement des terres contre le pa- u mur. — Pour démontrer ce fait que nous avons . considérations théoriques, nous avons d'abord . poussée d'un terre-plein sur un panneau verti- a paroi était polie. Cette expérience, déjà décrite, nné pour un terre-plein de 0^m,50 de hauteur : 15, comprenant un poids fixe de 2^k,565 pour le t ses accessoires, un poids additionnel de 1^k,800 ement des poulies qui est de 0^k,850. Puis nous lé sur le parement du panneau, au moyen de rabique, une couche de sable, afin d'avoir un ement, et nous avons répété l'expérience. Nous ivé, pour la même hauteur de remblai, rigoureux- même poids additionnel de 1 800 grammes pour in commencement de renversement du panneau, 5^k,215.

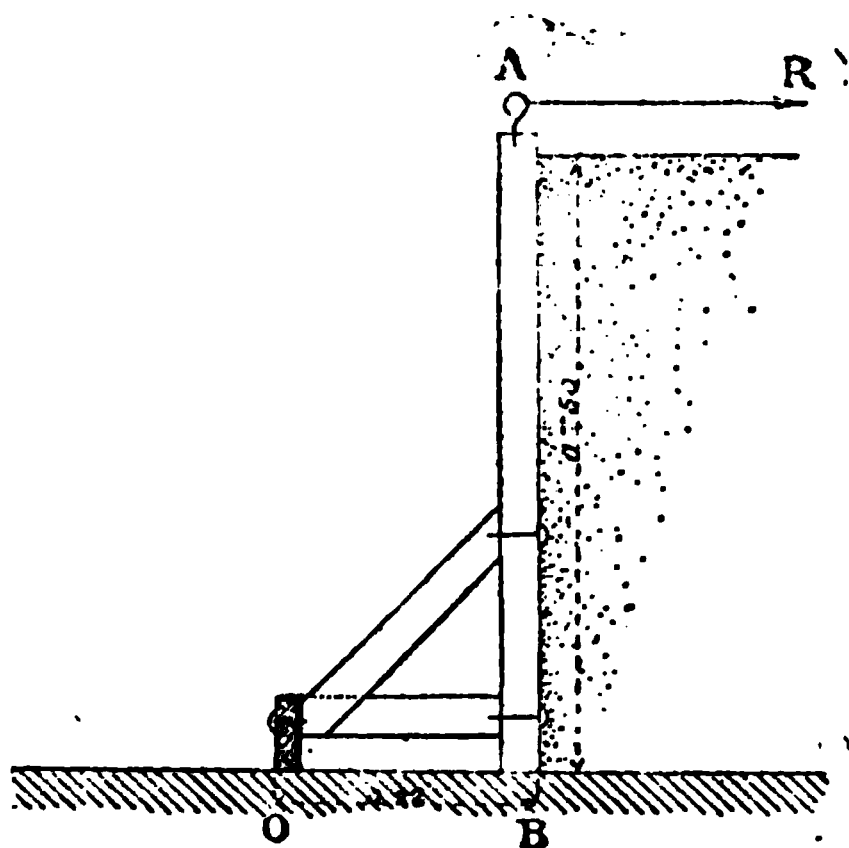
ons mis ce fait encore plus en évidence en appli-

quant contre la paroi du panneau en contact avec le sable une feuille de papier à surface rugueuse retenue à la partie supérieure par trois punaises seulement, incomplètement enfoncées, de façon à ne pas appliquer la tête contre le papier. Lorsque le panneau a eu bougé et décrit un petit angle, le papier ne s'était pas détaché et les trous des trois punaises n'avaient pas été agrandis. Ce fait prouve donc que le moment du frottement est nul à l'instant où le panneau commence à être renversé.

Nous pouvons donc dire que *la poussée est indépendante de la nature de la paroi poussée.*

Troisième expérience. — Pour montrer que le frottement de la paroi poussée n'a d'influence sur la stabilité du mur que par son bras de levier, nous avons disposé le panneau à paroi polie de manière que la rotation se fasse autour d'une arête O située à $0^{\text{m}},22$ de distance du parement AB (*fig. 58*). En remblayant sur $0^{\text{m}},50$ de hauteur

Fig. 58.



de manière à avoir un terre-plein horizontal de $0^{\text{m}},47$ de largeur entre les joints, puis plaçant à l'extrémité de la

corde de retenue des charges décroissantes, nous avons constaté que le mouvement de rotation du panneau commençait à se produire pour une charge de retenue de $1^k,650 = R$ et que le renversement était complet lorsque cette charge était réduite à $1^k,450$.

Quatrième expérience. — Puis nous avons remplacé le parement poli par le parement rugueux déjà décrit ci-dessus et nous avons trouvé, pour le même remblai, qu'il ne fallait plus qu'une charge de $R = 0^k,850$ pour arrêter tout mouvement. En supprimant complètement les poids et le plateau lui-même, le panneau se tient encore en équilibre après s'être déplacé de $0^m,01$ seulement à la partie supérieure.

On voit donc l'influence considérable qu'a le frottement sur la stabilité du panneau lorsque son bras de levier n'est plus nul. En augmentant encore un peu le bras de levier OB , on obtiendrait la stabilité du panneau.

Toutes ces expériences mettent en évidence le rôle que joue le frottement des terres contre le parement intérieur des murs de soutènement pour augmenter leur stabilité; elles nous paraissent établir nettement ce fait capital que *la poussée d'un massif contre un mur est indépendante de la nature de la surface d'appui*.

On conçoit qu'il en soit ainsi et qu'un même massif ne donne jamais qu'une même poussée s'il est toujours parfaitement identique et limité par le même plan vertical, sans que la nature de la surface de ce plan puisse avoir une influence sur une poussée qui provient uniquement de l'action de la pesanteur sur les molécules du massif soutenu.

L'opinion contraire a cependant prévalu jusqu'à présent; nous espérons qu'elle sera abandonnée.

§ 6. — EXPÉRIENCE SUR LA POUSSÉE D'UN MASSIF MINCE COMPRIS ENTRE DEUX MURS PARALLÈLES.

Première expérience. — Nous avons formé un massif de sable sec de $0^m,50$ de hauteur que nous avons retenu par deux panneaux verticaux parallèles, séparés par un intervalle de $0^m,11$ seulement. L'un de ces panneaux était fixe et bien étayé; l'autre était mobile autour de son arête inférieure et équilibré au moyen d'une corde soutenant un plateau. Nous avons trouvé que le poids supplémentaire qui correspondait à l'origine du mouvement de renversement du plateau mobile était de 1300 grammes; ce qui fait, avec le poids du plateau, un poids total de :

$$p = 3^k,865.$$

Ce poids est inférieur de $0^k,500$ à celui de $4^k,365$ trouvé pour le cas d'un massif de grande épaisseur (*). La différence qui n'est que de $1/9$ environ vient de ce que la surcharge, qui a ici $0^m,30$ de hauteur au-dessus du point où le plan de rupture passant par le pied du panneau mobile vient rencontrer l'autre panneau, ne peut pas être considérée comme *pesant de tout son poids* sur la partie inférieure du massif. En effet le massif de surcharge est comme une lame mince tenue de chaque côté par deux forces égales au frottement du sable contre les parois des deux panneaux et ce frottement est assez sensible, car la poussée donnée par $0^m,30$ de hauteur de sable est déjà forte. Au moment où le plan de rupture se produit à la partie inférieure, la surcharge n'agit donc pas comme si elle était entièrement indépendante des parois; elle a à vaincre un frottement puisqu'elle doit s'affaisser verticalement, comme l'expérience l'indique du reste.

(*) Nous négligeons ici le frottement des poulies puisqu'il s'agit seulement d'expériences comparatives.

tement devrait donner une différence de poids à celle qui a été constatée ci-dessus. Si cette est faible, cela vient de ce que, en limitant le un panneau fixe placé très près du panneau moupprime les joues fixes du massif de la première, joues qui retenaient latéralement le prisme de le poussée et diminuaient la poussée comme nous pliqué dans le chapitre I, § 16. Dans l'expérience 2, on remplace donc ce frottement par un autre rence seule de ces frottements est mesurée par la des poids, soit dans le cas actuel 0^k,500.

me expérience. — Si nous augmentons l'épaisseur e de sable, nous devons diminuer la différence et nous rapprocher du cas du prisme épais. C'est, e que nous avons vérifié en répétant l'expérience 2 avec une lame de sable de 0^m,20 d'épaisseur. u a commencé à bouger lorsque les poids addi- taient de 1^k,500 soit sous une charge totale du 3 4^k,065. C'est 200 grammes de plus que dans e expérience, et 300 grammes de moins que dans massif épais, ce qui est bien conforme à nos pré-

NOTE A.

1 DE LA FONCTION : $y = \frac{\text{tang } \alpha}{\text{tang } (\alpha + \varphi)}$
 ms la valeur de α qui rend la dérivée y' nulle.

$$y' = \frac{\frac{1}{\cos^2 \alpha} \text{tang } (\alpha + \varphi) - \text{tang } \alpha \frac{1}{\cos^2 (\alpha + \varphi)}}{\text{tang}^2 (\alpha + \varphi)}$$

$$= \frac{\cos^2 (\alpha + \varphi) \text{tang } (\alpha + \varphi) - \text{tang } \alpha \cos^2 \alpha}{\cos^2 \alpha \cos^2 (\alpha + \varphi) \text{tang}^2 (\alpha + \varphi)}$$

$$y' = \frac{\cos^2(\alpha + \varphi) \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\cos(\alpha + \varphi)} - \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} \cos^2 \alpha}{\cos^2 \alpha \cos^2(\alpha + \varphi) \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\cos^2(\alpha + \varphi)}}$$

$$y' = \frac{\cos(\alpha + \varphi) \sin(\alpha + \varphi) - \sin \alpha \cos \alpha}{\cos^2 \alpha \sin^2(\alpha + \varphi)}$$

Le dénominateur ne pouvant devenir infini, y' sera nul lorsque son numérateur le sera. Posons donc :

$$\cos(\alpha + \varphi) \sin(\alpha + \varphi) = \sin \alpha \cos \alpha$$

ou

$$\frac{1}{2} \sin(2\alpha + 2\varphi) = \frac{1}{2} \sin 2\alpha$$

Les angles $2(\alpha + \varphi)$ et 2α sont donc supplémentaires

$$2\alpha + 2\varphi = 180^\circ - 2\alpha$$

$$\alpha = \frac{90^\circ - \varphi}{2}$$

NOTE B.

Le maximum de Q , correspond au maximum de la partie variable que nous appelons y en posant :

$$y = \frac{\sin \alpha}{\cos(\alpha + \omega) \tan(\alpha + \varphi)}$$

Egalons la dérivée à zéro, il viendra :

$$\frac{\cos(\alpha + \omega) \tan(\alpha + \varphi) \cos \alpha + \sin \alpha \sin(\alpha + \omega) \tan(\alpha + \varphi) - \frac{\sin \alpha \cos(\alpha + \omega)}{\cos^2(\alpha + \varphi)}}{\cos^2(\alpha + \omega) \tan^2(\alpha + \varphi)} = 0$$

y' peut être nul pour $\tan(\alpha + \varphi) = \infty$ ou $\alpha + \varphi = 90^\circ$, solution qui ne répond pas à la question et qui nous donne un minimum.

Le maximum correspond donc à la valeur de α qui rendra nul le numérateur.

En exprimant le
cosinus, ce numéra

$$\frac{\cos(\alpha + \omega) \sin(\alpha - \omega)}{\sin(\alpha + \varphi) \cos(\alpha - \varphi)}$$

Et en chassant le

$$\sin(\alpha + \varphi) \cos(\alpha - \varphi)$$

En développant
thèse est le cosinus
c'est-à-dire $\cos \omega$,

$$(\sin \alpha \cos \alpha \cos^2 \varphi - \sin^2 \alpha \cos \omega - \sin^2 \alpha \cos \omega - \sin^2 \alpha \cos \omega)$$

divisons par $\sin \alpha \cos \alpha$

$$(\cos^2 \varphi - \tan \alpha \sin \alpha \cos \omega - \sin^2 \varphi \cos \omega)$$

ou, en ordonnant a

$$\tan^2 \alpha (\sin \varphi \cos \varphi - \sin^2 \varphi \cos \omega)$$

d'où l'on tire la val

$$\tan \alpha_1 = \frac{\cos \omega (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi - 1) \pm \sqrt{\cos^2 \omega (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi - 1)^2 + 4 \sin^2 \varphi \cos \omega}}{2 \sin^2 \varphi \cos \omega}$$

$$= \frac{-\cos \omega \pm \sqrt{\cos^2 \omega (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi - 1)^2 + 4 \sin^2 \varphi \cos \omega}}{2 \sin^2 \varphi}$$

$$= \frac{-\cos \omega \pm \sqrt{\cos^2 \omega (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi - 1)^2 + 4 \sin^2 \varphi \cos \omega}}{2 \sin^2 \varphi}$$

Telle est la valeur qui fixe la position du plan de rupture et qui donne le maximum de la poussée.

Vérification. — Si nous faisons $\omega = 0$ dans cette expression, c'est-à-dire $\cos \omega = 1$ et $\sin \omega = 0$, nous devons trouver pour α_1 l'angle $\frac{\alpha}{2}$ du premier cas. C'est ce qui arrive en effet :

$$\begin{aligned}\tan \alpha &= \frac{-\sin^2 \varphi \pm \sqrt{\sin^4 \varphi + \sin^2 \varphi \cos^2 \varphi}}{\sin \varphi \cos \varphi} \\ &= -\tan \varphi \pm \sqrt{\tan^2 \varphi + 1}\end{aligned}$$

Rappelons qu'on a :

$$\alpha = 90^\circ - \varphi;$$

d'où

$$\tan \alpha = \frac{1}{\tan \varphi} = \frac{1}{f},$$

il vient :

$$\begin{aligned}\tan \alpha &= -f \pm \sqrt{1 + f^2} \\ &= \tan \frac{\alpha}{2}\end{aligned}$$

par application de la formule fondamentale :

$$\begin{aligned}\tan \frac{\alpha}{2} &= \frac{1}{\tan \alpha} (-1 \pm \sqrt{1 + \tan^2 \alpha}) \\ &= \tan \varphi (-1 \pm \sqrt{1 + \frac{1}{\tan^2 \varphi}}) \\ &= -f \pm \sqrt{1 + f^2}.\end{aligned}$$

CAS OÙ LE TALUS SUPÉRIEUR EST ÉGAL AU TALUS NATUREL ET A UNE LONGUEUR INFINIE.

Dans le cas où le talus supérieur est égal au talus naturel, on a : $\omega = \varphi$ et $\tan \alpha_1$ devient :

$$\tan \alpha_1 = \frac{-\cos \varphi \sin^2 \varphi \pm \sqrt{\cos^2 \varphi \sin^4 \varphi + \sin \varphi \cos^2 \varphi (\sin \varphi \cos^2 \varphi - \sin \varphi)}}{\sin \varphi \cos^2 \varphi - \sin \varphi}$$

NÉMOIRES ET DOCUMENTS.

$$= \frac{-\cos \varphi \sin^2 \varphi \pm \sqrt{\cos^2 \varphi \sin^4 \varphi + \sin^2 \varphi \cos^4 \varphi - \sin^2 \varphi \cos^2 \varphi}}{\sin \varphi (\cos^2 \varphi - 1)}$$

$$= \frac{-\cos \varphi \sin^2 \varphi \pm \sqrt{\cos^2 \varphi \sin^2 \varphi (\sin^2 \varphi + \cos^2 \varphi - 1)}}{\sin \varphi (-\sin^2 \varphi)}$$

$$\alpha_1 = \frac{-\cos \varphi \sin^2 \varphi}{-\sin^2 \varphi} = \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} = \frac{1}{\tan \varphi} = \frac{1}{f} = \cot. \varphi.$$

φ sont donc complémentaires, c'est-à-dire que
 : cas, le plan de rupture se confond avec le talus
 passant par le pied du mur.
 oussée devient infinie :

$$Q_1 = \frac{dh^2}{2} \cos \varphi \frac{\cos \varphi}{\cos 90^\circ \tan 90^\circ} = \infty.$$

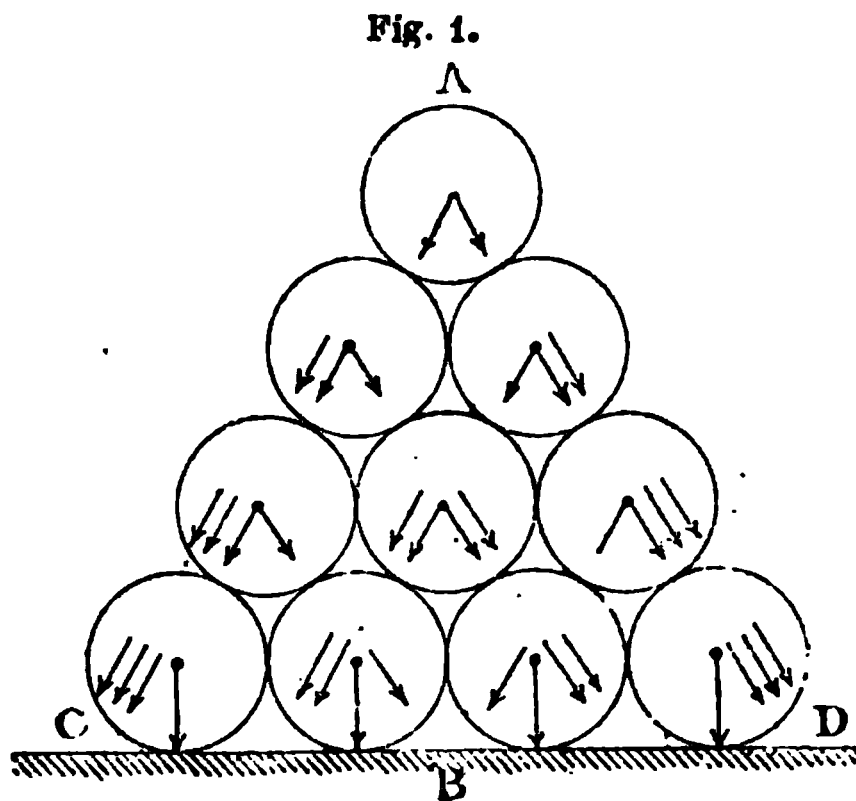
us ne se présente jamais en pratique, le talus supé-
 rieur quelle que soit sa hauteur étant toujours limité.

NOTE

SUR LA RÉPARTITION DES PRESSIONS EXERCÉES SUR LA BASE HORIZONTALE D'APPUI PAR UN MASSIF DE SABLE OU DE TERRE TERMINÉ PAR DES TALUS.

On peut se faire une idée de ce qui se passe dans un massif de sable ou de terre terminé par des talus latéraux, en supposant que les diverses molécules de sable ou de terre soient sphériques et soient superposées à la façon des piles de boulets.

Considérons un prisme de longueur indéfinie et dont la section transversale soit un triangle ACD (*fig. 1*) (*) dans



lequel les molécules ont la disposition indiquée dans la figure.

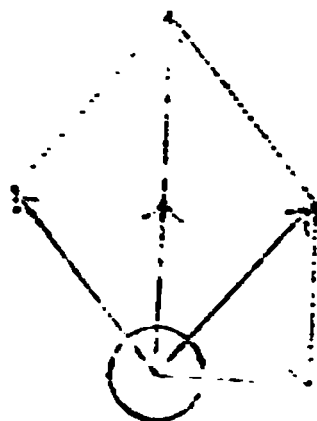
Si dans toutes les sections transversales, les molécules ont le même arrangement, les molécules d'une tranche toucheront celles de la tranche suivante aux extrémités de

(*) Les figures de l'appendice forment une nouvelle série de numéros d'ordre.

rayons perpendiculaires au plan de la section transversale et les réactions des molécules les unes sur les autres seront nulles. En admettant d'abord que cette hypothèse se réalise, nous n'aurons donc à considérer que les réactions qui se transmettent dans la section transversale. Nous verrons plus tard comment le problème se généralise.

Le poids de la sphère supérieure se décompose en deux composantes symétriques dirigées suivant la ligne des centres; les poids des sphères du deuxième rang se décomposeront de même et ces composantes s'ajoutent à celles de la sphère supérieure qui sont dirigées suivant la même ligne, ainsi de suite. Le dernier rang reçoit donc, des rangs situés au-dessus, des pressions obliques dirigées suivant la ligne des centres des deux sphères immédiatement supérieures et dont l'intensité est proportionnelle au nombre de sphères qu'on rencontre au-dessus en suivant chaque ligne des centres jusqu'au talus. Ces pressions obliques appliquées aux molécules du dernier rang se décomposeront en deux forces, l'une horizontale et l'autre verticale, celle-ci représentera la moitié du poids des molécules supérieures, comptées dans les deux sens, parallèlement aux talus, car la figure formée par la décomposition primitive du poids d'une molécule en deux composantes symétriques est un losange (*fig. 2*), et la décomposition de l'une de ces composantes

Fig. 2.



en deux forces, l'une horizontale et l'autre verticale, donne

pour cette dernière, la moitié du poids primitif. On voit facilement :

1° Que chaque molécule du rang inférieur pèsera sur le plan horizontal d'appui d'un poids égal, et que ce poids sera celui de la masse totale réparti uniformément sur toutes les molécules de la base, c'est-à-dire sur la face d'appui ; ainsi, dans la figure n° 1 ci-dessus, chaque molécule de la base transmet au plan CD le poids de $1 + \frac{3}{2}$ molécules $= 2\frac{1}{2}$; poids total $= (2\frac{1}{2}) \times 4 = 10$.

2° Que ces mêmes molécules seront soumises à une force horizontale qui sera nulle au milieu B, de la face d'appui, et qui va en croissant à mesure qu'on s'approchera du pied C ou D du talus. Si cette force dépassait la résistance au frottement, c'est-à-dire pf (f étant le coefficient de frottement sur le plan d'appui et p la charge verticale supportée par la molécule formant le pied du talus), cette molécule se déplacerait et le talus s'écroulerait. Comme nous supposons que le massif est limité par le talus naturel, nous pouvons dire que la force horizontale au point C ou D est égale au frottement pf .

On conçoit donc que dans un talus de sable (bien qu'il soit composé de molécules de diverses grosseurs), la superposition de ces molécules se fasse d'une manière analogue à celle de notre figure ; la molécule formant le pied du talus naturel (aussi bien que celles qui se trouvent tout le long de ce talus en s'élevant) étant soumise à une force horizontale qui atteint la limite du frottement.

Il nous a été facile de déterminer expérimentalement l'existence de ces deux forces horizontales égales et opposées, en faisant un tas de sable de section transversale triangulaire, sur une feuille de papier ou de caoutchouc appliquée sur une plaque horizontale de verre qui permettait de voir au travers ce qui se passait sur la base

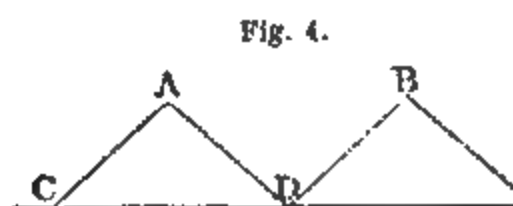
MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

ui. Le papier et la feuille de caout-
ment.

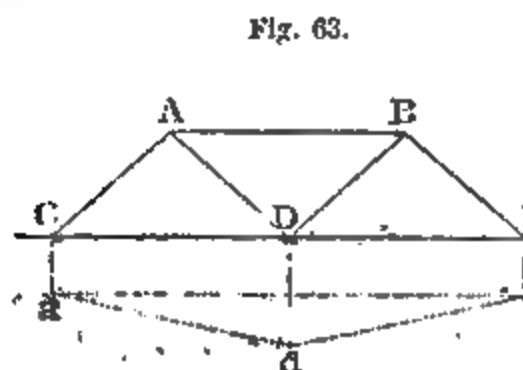
nséquences. — Les conséquences de
reuses ; voici les principales :

1° Un tas de sa-
indéfinie, ayant une
sale triangulaire (*fig*
formément la base
pression par unité de surface est ég
é par la surface d'appui ;

Deux tas semblables, égaux et plac
e de manière à avoir une ligne con
eux talus voisins, pèseront uniformé
ui CE (*fig. 4*) ;



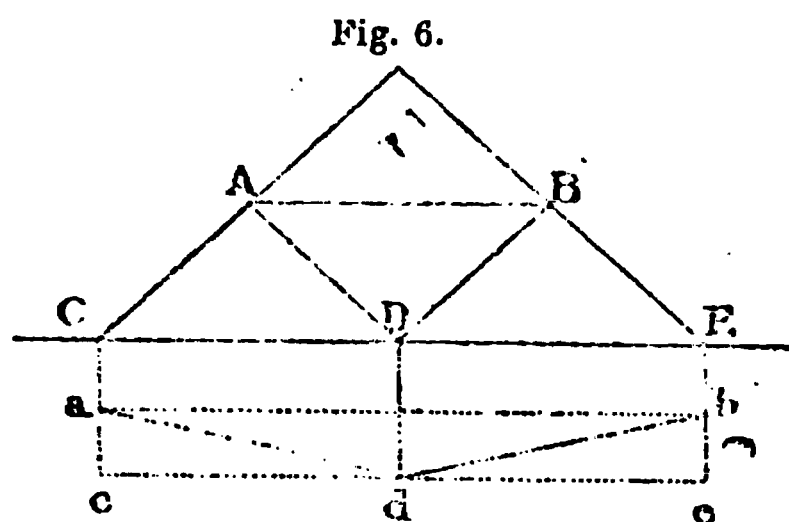
En remplissant le vide ADB (*fig.*
if à section trapézoïdale dans lequel
. en C et en E sera la même que ci-d
ion augmentera en allant vers D et s



int ; si l'on représente ces pressions
verticales proportionnelles aux pres

au-dessous de la ligne CE, on aura d'abord un rectangle $CabE$, représentant le poids des deux massifs ACD et BDE, puis un triangle abd , représentant le poids du massif intercalaire ABD; si l'on prend le rectangle $CabE$, équivalent aux deux triangles ACD et BDE, le triangle abd sera équivalent au triangle ADB;

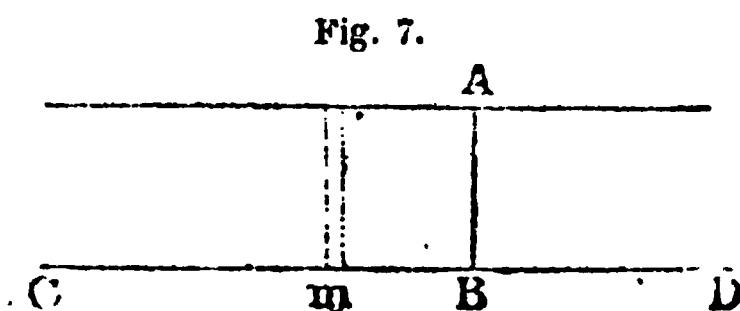
4° Si nous complétons le massif de manière à en former



un massif triangulaire ayant CE pour base (*fig. 6*), on voit que le triangle additionnel situé au-dessus de AB donnera sur CE une pression verticale supplémentaire qui sera maximum en C et en E, et nulle en D; cette pression supplémentaire sera représentée par les deux petits triangles qu'on obtient en menant par d une parallèle à CE : on arrive ainsi à reconstituer en détail le rectangle CEce, qui représente, comme on l'a vu, la pression totale du massif triangulaire élevé au-dessus de CE;

5° Dans un massif indéfini reposant sur un plan horizontal et arasé horizontalement, la base supporte en chaque point le poids de la masse constituant le cylindre vertical ayant pour base l'élément considéré.

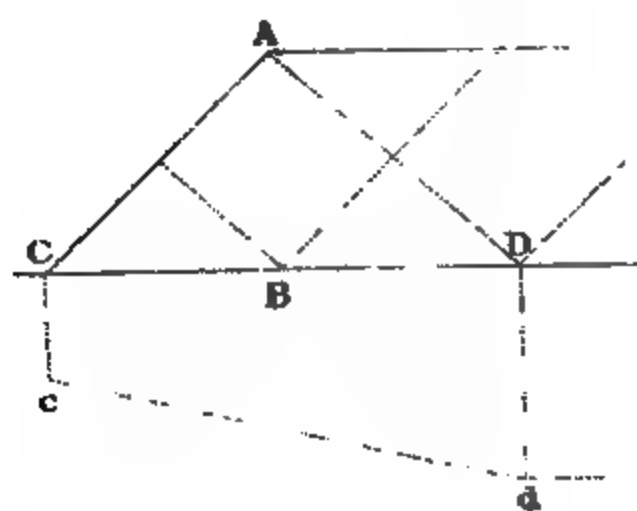
On voit en effet que chaque molécule de la tranche infé-



MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

elle que *m* (*fig. 7*), sera soumise
nement disposées qui donneront
égales en chaque point de la base
un massif arasé horizontalem
ent par le talus naturel AC (*fig.*

Fig. 8.

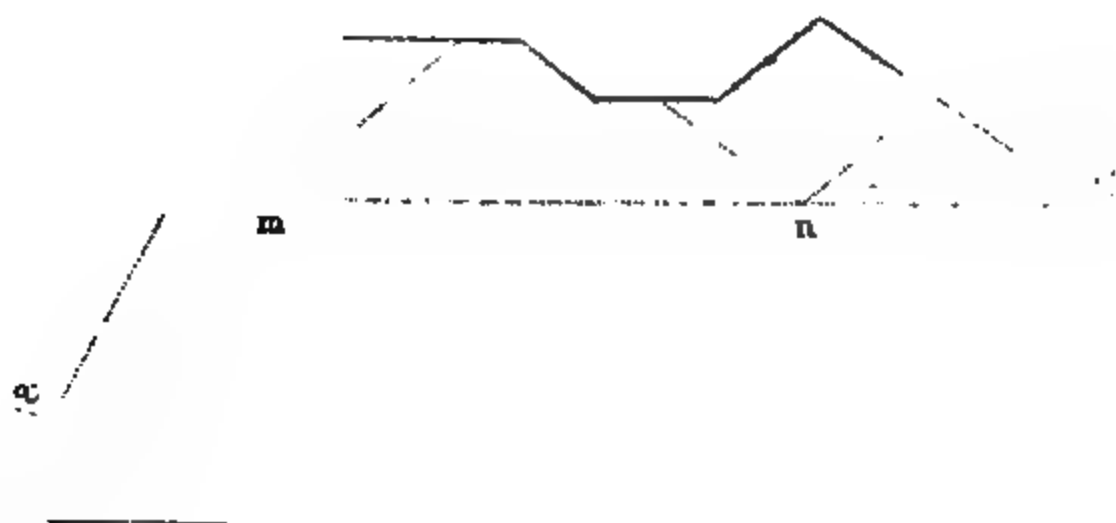


se au pied du talus, en C, sera c
massif triangulaire ACD ; puis cet
rs la droite, ira en augmentant ju
era le double de celle du point C
et égale à celle du massif horizon
à la force horizontale, elle est max
atteint la limite de la résistance
oit jusqu'en D où elle est nulle, c
ce point qu'on trouve dans le
de molécules en suivant les deux d
DA et DA' qui partiraient de ce p
son du talus naturel. Pour tout au
les deux directions analogues
massif des longueurs inégales ; celle
DA', mais celle de gauche atteindra
us courte ;
voit que dans toutes les figures q

n verticale sur un élément quel-
ce horizontale d'appui est propor-
e des longueurs des deux lignes
r cet élément parallèlement au talus
contour de la figure qui représente
massif.

qu'il en est de même pour un profil
ar des lignes ayant l'inclinaison du
ontales comme dans le profil de la

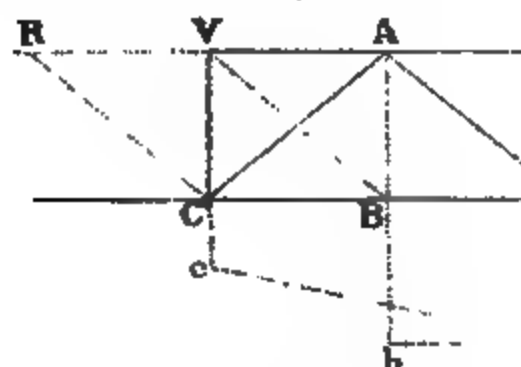
Fig. 9.



i un tel massif est soutenu par un mur, on pourra cal-
r la poussée sur le parement AB en menant par le
t A une ligne horizontale et en considérant le massif
me composé de deux parties : 1° d'un terre-plein limité
le plan horizontal AC; 2° d'une surcharge supérieure
ées de poids appliqués sur le plan AC. Or, nous con-
sons, d'après ce qui vient d'être dit, la pression
cée sur chaque point de AC par la surcharge; on
i donc un cas analogue à celui traité sous le n° 3 de
e mémoire sur les murs de soutènement; mais ici, la
harge, au lieu d'être constante sur AC, est variable et
end de la distance du point considéré à l'arête supé-

1. Pour chaque valeur attribuée à une surcharge connue sur AF, les équations d'équilibre, on pourra pousser Q que donnerait le plan incliné α avec AB. En construisant les courbes onnées seraient représentées par les courbes obtenues en donnant à l'abscisse α des valeurs depuis 0° jusqu'à $90^\circ - \varphi$, courbes qui la surcharge sur AC est représentée par une brisée, on trouvera facilement les valeurs de α qui correspondent aux valeurs de Q dans la figure du n° 6, nous conduira à le terminer par le plan vertical VA (*fig. 10*), on voit que

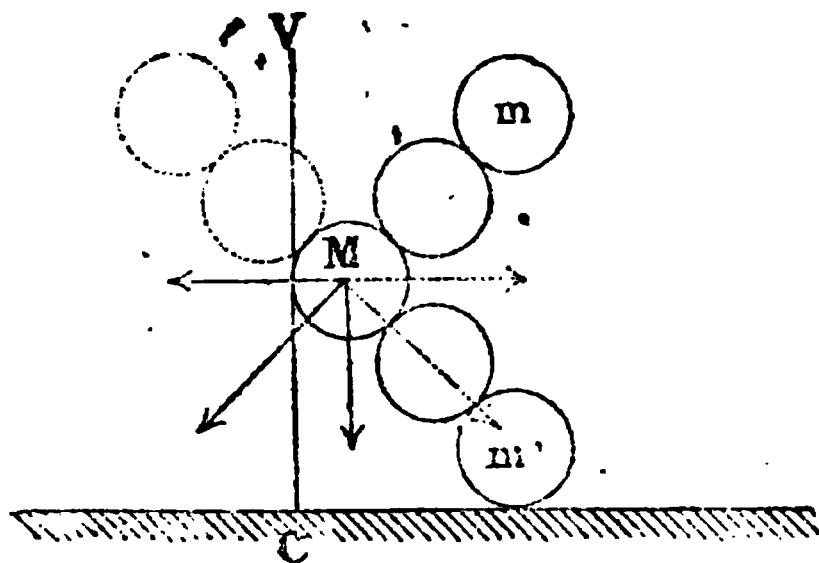
Fig. 10.



iendra constante et égale à ce qu'on ne voit pas immédiatement ce de la présence du plan VC, mais s la molécule M (*fig. 11*) qui term une tranche quelconque desce t soumise à une pression oblique : l'une horizontale, normale au p e; 2° que la réaction du plan sur c directement opposée à la compo connaît alors que cette réaction ante verticale, reconstitue pour

trique descendante Mm' , une pression oblique qui est égale à celle que donnerait la tranche $m'M$ prolongée en ligne droite au delà du plan jusqu'à la face supérieure du

Fig. 11.



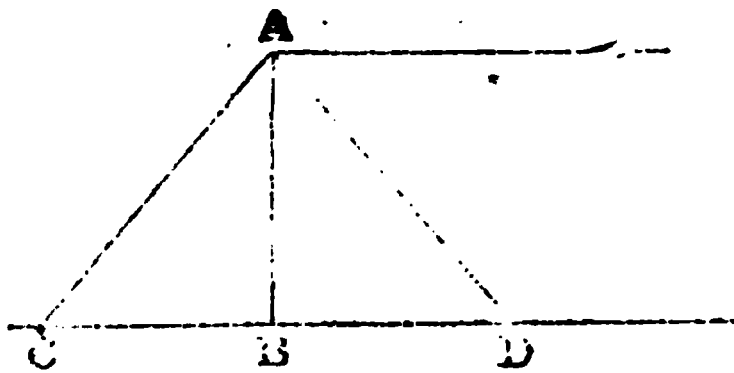
terre-plein. On peut donc dire que la molécule m' reçoit du côté gauche la même pression oblique que si le plan VC n'existait pas et si le massif était complété à gauche de ce plan.

Tout se passe donc sur la base BC (*fig. 10*) comme si le massif se prolongeait indéfiniment à gauche du plan BC, et la pression de B en C continue à être constante et égale à ce qu'elle était de B en D, c'est-à-dire égale au poids de la colonne de remblai.

On voit aussi que la base d'appui CD n'est soumise à aucune force horizontale et que la poussée exercée contre le plan VC est horizontale.

On voit également pourquoi on ne peut pas remplacer

Fig. 12



MÉMOIRES ET DOCUMENTS

(fig. 12) d'un massif
r un mur de soutèner
l'intérieur du massi
appui BD;
cas particulier où le
é d'une surcharge un
oir, en procédant co
1, que si chaque r
massif est soumise
ession verticale sur la
de la même quantité
B sera horizontale (/

Fig. 13.

constante, ce qui per
d'application;
eu de poids constant
tranche supérieure
mément à mesure qu
s, en appliquant le r
le sur la base du ren
du pied B du mur, s
nt l'angle formé ave
res des rangées inc
ensuite en croissa

poussée contre le parement AB reste toujours horizontale; elle augmente à partir de A jusqu'en B, comme la surcharge augmente elle-même de A en F.

Dans tout ce qui précède, nous avons admis que les molécules de chaque tranche ne réagissaient les unes sur les autres que dans le plan vertical formant la section transversale qui les contenait; si au lieu de cela, elles agissaient dans deux plans verticaux perpendiculaires entre

Fig. 14.

eux, les réactions dans la section verticale considérée par nous seraient réduites de moitié, mais la conclusion, en ce qui concerne la pression sur la base d'appui, serait la même, parce qu'on aurait à considérer des forces moitié moindres, mais en nombre double. Partant de là, on voit que si la répartition de la réaction des molécules se fait dans une infinité de plans verticaux, la réaction verticale contre la base d'appui, sera toujours la même.

Quand aux réactions parallèles à cette base, elles se détruisent lorsque la section faite dans le massif par un plan vertical passant par le point considéré est symétrique

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

ort à la verticale passant par ce point, et elles
tensités maxima lorsque cette section est le plus
ique.

cas d'un terre-plein limité latéralement par le
rel, ce maximum se produit sur la trace d'un
cal perpendiculaire à la ligne qui limite le talus
sur le plan d'appui.

sidérations s'accordent en tout point avec notre
la poussée des terres et confirment les résultats
nous sommes arrivé par d'autres raisonnements.

1^{er} juillet 1885.

TABLE DES MATIÈRES.

	Pages.
INTRODUCTION.	98

CHAPITRE PREMIER.

§ 1. — Hypothèse sur la constitution du massif soutenu.—Conséquences de cette hypothèse. — Application à la détermination de la direction de la poussée.. . . .	102
§ 2. — Notation.. . . .	106
§ 3. — PREMIER CAS.—Terre-plein horizontal soutenu par un mur à parement vertical. — Détermination du plan de rupture du prisme. — Intensité de la poussée.	107
§ 4. — Influence de la cohésion.. . . .	114
§ 5. — Répartition de la poussée sur le parement du mur; détermination de son point d'application.. . . .	116
§ 6. — Stabilité du mur. — Glissement sur la base. — Écrasement. — Rotation autour de l'arête extérieure de la base. — Observations pratiques.	118
§ 7. — Avantages du fruit extérieur.	128
§ 8. — DEUXIÈME CAS. — Mur avec fruit intérieur.—Valeur de la poussée. — Formule exprimant la stabilité.	150
§ 9. — Explication de l'expérience du général Ardant.. . . .	134
§ 10. — Expérience de la caisse vide soutenant latéralement un tas de sable.	137
§ 11. — TROISIÈME CAS. — Terre-plein surchargé. — Valeur de la poussée. — Point d'application sur le parement.. . . .	138
§ 12. — QUATRIÈME CAS. — Mur en surplomb. — Valeur de la poussée. — Formule exprimant la stabilité.	142
§ 13. — Murs en surplomb courbes.	147
§ 14. — Perrés.	149
§ 15. — Cas d'un remblai compris entre deux murs à parement intérieur vertical. — Remarque.	150
§ 16. — CINQUIÈME CAS. — Mur à parement intérieur vertical soutenant un massif avec talus. — Direction de la poussée. — Valeur de la poussée. — Formule exprimant la stabilité.	155
§ 17. — SIXIÈME ET DERNIER CAS. — Mur à parement vertical soutenant un massif limité par une surface quelconque, mais définie.. . . .	157

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

- Cas d'un mur à parement incliné soutenant le n
- Cas d'un terrain argileux avec petits bancs de s
- intement. — Éboulements de Charbonnières et de

CHAPITRE II.

APPLICATIONS.

- Récapitulation des formules donnant la poussée
- Mur à profil rectangulaire de 10 mètres de hau
- Influence du fruit extérieur.
- Influence de la densité des maçonneries.
- Influence de la résistance des maçonneries à l'
- Influence de la cohésion.
- Influence de fruit intérieur.
- Pression sur le parement du mur et sur la bas
- Mur en surplomb. — Ses avantages.
- Mur soutenant un massif avec talus supérieur à
- Calcul numérique du prisme du général Ardant
- Expérience de Baker.
- Remblai de 4 mètres d'épaisseur compris en
- mètres de hauteur à parements intérieurs verticaux

CHAPITRE III.

EXPÉRIENCES.

- Expériences ayant pour but l'étude des phénomènes de rupture.
- Plan de rupture. — Position constante pour chaque
- Ne varie pas avec l'inclinaison du parement à
- Expériences montrant que le talus naturel ne se rompt pas si l'on surcharge le massif.
- Expériences ayant pour objet la détermination de la poussée.
- Première expérience, avec terre-plein. — Deuxième
- talus incliné vers le bas. — Troisième expérience
- montant.
- Expériences ayant pour objet la détermination de la poussée.
- Première expérience. Terre-plein poussant un mur
- rieur vertical. — Deuxième expérience, avec prisme
- Troisième expérience, avec massif terminé par un talus
- Quatrième expérience. Mur en surplomb. —
- rience. Mur à parement intérieur incliné (prisme d'Ardant).

§ 5. — Expériences sur l'influence du frottement.	207
---	-----

Première expérience. Prisme du général Ardant en supprimant le frottement. — Deuxième expérience. La poussée est indépendante du frottement des terres contre le parement du mur. — Troisième expérience. Influence du bras de levier du frottement. Cas d'un parement poli. — Quatrième expérience. Cas d'un parement rugueux.

§ 6. — Expériences sur la poussée d'un massif mince compris entre deux murs parallèles.. . . .	211
--	-----

Première expérience. Massif très mince. — Deuxième expérience. Massif moyennement mince.

NOTES ET APPENDICE.

NOTE A. — Maximum de la fonction $y = \frac{\tan \alpha}{\tan (\alpha + \varphi)}$	212
--	-----

NOTE B. — Maximum de la fonction $y = \frac{\sin \alpha}{\cos (\alpha + \omega) \tan (\alpha + \varphi)}$. Vérification.. . . .	215
--	-----

APPENDICE.

Massif prismatique de sable, de longueur indéfinie et de section triangulaire. — Pression sur la base d'appui, uniformément répartie. — Force horizontale croissante, en allant du milieu vers les bords. — Conséquences pratiques. — Pression sur la base d'un tas de sable. — Cas de deux tas semblables placés l'un à côté de l'autre. — Cas d'un tas à section trapézoïdale. — Cas d'un terre-plein indéfini. — Cas d'un terre-plein limité latéralement par un talus. — Cas d'un massif quelconque. — Poussée sur un mur à parement vertical; elle reste horizontale. — Terre-plein surchargé uniformément. La poussée est horizontale et la pression sur la base, uniformément répartie. — Terre-plein surmonté d'un talus ou d'une surcharge croissant régulièrement. — La poussée reste horizontale et la pression est uniformément répartie sur la base dans le voisinage du mur. 217

N° 50

RAPPORT (*)

SUR

L'EXPLOSION DE LA CHAUDIÈRE D'UNE GRUE LOCOM

SUR LE CHEMIN DE FER D'ALLEVARD AU CHEYL

Par M. L. LUUYT, Ingénieur en chef des l

Le 1^{er} août 1882, à midi et demi, la ch
grue locomobile de la gare du Cheylas a fai
brûlant légèrement le mécanicien.

M. l'Ingénieur des Mines Kuss a fourni ur
l'extrait suit :

Le chemin de fer industriel d'Allevard a
partient à la Société du Creusot. La grue a
dans ce dernier établissement en 1878. Elle
au chargement et au déchargement ainsi qu'
de wagons qu'elle peut pousser ou tirer.

La chaudière est verticale, à foyer intéri
Field. Elle a 1^m,95 de hauteur et 1 mètre de
foyer intérieur a 1^m,20 de hauteur et une
tique, les axes ayant respectivement 0^m,80
tubes Field sont au nombre de 64; ils ont
mètre. La cheminée intérieure centrale a

(*) Ce rapport a été présenté à la Commission c
chines à vapeur dans sa séance du 24 avril 1883.

La Commission a adopté l'avis proposé par le
émis le vœu que ce rapport fût inséré dans les An
et dans les *Annales des Ponts et Chaussées*.

mètre. Elle est assemblée et rivée au ciel du foyer et au fond supérieur de la chaudière au moyen de cornières annulaires. Elle est formée par un tube étiré en cuivre rouge fabriqué par la maison Laveissière. L'épaisseur du métal était, au moment de la construction, de 7 millim. La chaudière a été éprouvée le 31 janvier 1879 pour la pression de 9 kilog.

Le 1^{er} août, le mécanicien venait de recharger son feu et fermait la porte du foyer quand l'explosion s'est produite, le jetant violemment à 10 mètres en dehors de la voie. Relevé aussitôt, il reçut tous les soins nécessaires et il pouvait reprendre son service le 19 août.

Les avaries matérielles sont peu importantes, l'eau et la vapeur étaient sorties par une déchirure du tube-cheminée au-dessus du niveau de l'eau. Cette déchirure avait 0^m,20 de longueur suivant la génératrice; le métal s'était replié en dedans de part et d'autre. L'épaisseur du tube était réduite à 5 millim. en face de la déchirure; le long de la génératrice passant par le centre de l'ouverture, l'épaisseur diminuait graduellement de bas en haut, étant de 2^{mm},4 à la déchirure même et de 1 millim. seulement au haut de la cheminée, dans sa partie extérieure à la chaudière, où le métal n'était plus soumis à la pression de vapeur.

L'enquête a établi que l'eau était un peu au-dessus de son niveau habituel, qu'il n'y avait pas excès de pression; l'accident ne peut être dû qu'à l'affaiblissement excessif du tube-cheminée.

L'usure a été produite, non par une action chimique, mais par une action mécanique.

Le tirage de la cheminée entraînant, avec les produits de la combustion, des escarbilles et des cendres légères, le frottement de ces matières a suffi pour user le cuivre.

Lors des nettoyages opérés chaque quinzaine, le mécanicien examinait les parties accessibles. L'intérieur de la che-

minée ne l'était malheureusement pas, non seulement parce que ce tube n'avait que 0^m,20 de diamètre, mais parce qu'il était surmonté d'une cheminée extérieure en tôle, emboîtée sur la partie du tube-cheminée qui faisait saillie au dehors du fond supérieur de la chaudière.

L'espace annulaire compris entre le tube et le corps de la chaudière était trop peu élevé pour permettre à un homme de s'y introduire et de sonder le tube au marteau; on ne soupçonnait pas d'ailleurs l'état d'usure de ce tube. M. Kuss ne croit pas que l'on puisse reprocher au directeur ou au mécanicien de ne s'être pas complètement conformés aux prescriptions de l'article 36 du décret du 30 avril 1880. Ils faisaient tout ce qu'ils pouvaient, et il serait à désirer que toutes les petites chaudières verticales analogues fussent entretenues et surveillées avec autant de soin que l'était celle-ci.

Il résulte des renseignements pris au Creusot qu'il y a été construit, de 1870 à 1879, vingt-cinq grues locomobiles du même type. Plusieurs de ces engins fonctionnent au Creusot même, le tube-cheminée n'a été visité dans aucune jusqu'à ce jour, parce qu'il n'est pas accessible sans démontage complet de la chaudière.

Le fer paraissant devoir résister beaucoup mieux que le cuivre à l'usure causée par les escarbilles, la grue du Cheylas a été remise en service après remplacement du tube écrasé en cuivre par un tube en fer.

M. l'Ingénieur en chef Villot, en suivant la diminution graduelle des épaisseurs, estime que le cuivre avait 2 millim. au centre de l'écrasement, ce qui correspond à un effort de 4 kilog. par millimètre carré sous la pression de 8 kilog.

Des ouvrages spéciaux donnent pour la charge pratique par compression du cuivre laminé, recuit, 2 kilog. On avait donc beaucoup dépassé la charge de sécurité. En même temps que le métal était comprimé dans sa section

horizontale, il supportait une tension verticale; cet ensemble d'efforts devait avoir pour effet de rendre même suspecte une charge de compression horizontale égale à la charge pratique (2 kilog.) acceptée dans les cas simples où le métal ne travaille que dans un seul sens,

L'amincissement si considérable du cuivre montre combien sont réels et peuvent avoir d'importance les phénomènes d'usure rapide d'une matière relativement dure par une matière relativement tendre quand on fait intervenir comme élément la vitesse de la matière tendre.

M. Villot propose d'adresser une circulaire aux Ingénieurs chargés de la surveillance des appareils à vapeur pour leur signaler la cause d'usure ainsi prise sur le fait et les inviter à porter leur attention sur tous les cas où des faits analogues pourraient se présenter, car le Creusot n'a peut-être pas été le seul établissement qui ait construit de pareilles chaudières.

M. l'Inspecteur général, directeur du contrôle, adopte l'avis de l'Ingénieur en chef et propose d'adresser une circulaire aux Ingénieurs pour leur faire connaître les causes de l'explosion de Cheylas et les inviter à signaler sans retard tous les cas semblables qui parviendraient à leur connaissance. Ces rapports seraient transmis à la Commission centrale.

OBSERVATIONS.

Les rapports des Ingénieurs indiquent suffisamment la cause de l'accident : usure de la paroi de cuivre par les cendres entraînées avec les gaz chauds. L'échappement de vapeur qui débouche dans la cheminée au-dessus de la chaudière donne lieu à un tirage énergique ; s'il n'est pas dirigé exactement suivant l'axe de la cheminée, si le foyer est plus actif d'un côté que de l'autre, les cendres seront plus abondantes ou lancées plus

rite d'un côté que de l'autre; de là l'inégalité d'usure dans la même section de la cheminée. Cette explication paraît préférable à celle qui s'appuie sur le mouvement en avant de la machine, ce mouvement ferait que les poussières attaqueraient plus vivement la paroi antérieure que la paroi opposée; la vitesse d'avancement est bien petite comparée à celle du tirage; quelle qu'elle soit, toute la chaudière et son contenu avançant en même temps, le mouvement transversal du courant par rapport à l'axe de la cheminée est nul.

Il résulte d'une explication fournie à votre rapporteur par le Creusot et le service local, que l'échappement de vapeur pénétrait dans la cheminée à 0^m,20 au-dessus de la partie supérieure de la chaudière et qu'il y débouchait horizontalement par le côté et sans être recourbé parallèlement à l'axe de la cheminée. La partie usée qui s'est ouverte est à 0^m,30 au-dessous de cet orifice et dans la partie de la cheminée comprise dans la chaudière et soumise à la pression de la vapeur. Cette partie amincie ne se trouve pas exposée directement au jet de la vapeur, mais, sans avoir de croquis rigoureusement exact de cette disposition, il est permis d'admettre que l'usure, portant entièrement d'un seul côté a été causée par la disposition spéciale de l'échappement. D'ailleurs le Creusot se propose de substituer la tôle de fer à la tôle de cuivre; cette modification aura lieu au fur et à mesure de la mise en réparation des locomobiles de ce type.

On peut se demander aussi si l'épaisseur du tube-cheminée neuf n'était pas inégale, ce qui peut arriver pour des tubes étirés de grand diamètre; en ce cas l'usure aurait pu être uniforme en faisant ressortir d'autant plus les inégalités d'épaisseur.

J'ai l'honneur de proposer à la Commission centrale d'émettre l'avis suivant :

L'écrasement d'une cheminée intérieure de locomobile dans la gare du Cheylas provient de l'usure rapide d'un seul côté de cette cheminée, qui était en cuivre rouge. Elle avait un diamètre de 0^m,20 et une épaisseur de 0^m,007; cette épaisseur s'est réduite à 5 millim. en face de la déchirure et à 2^{mm},4 à la déchirure même produite par la pression de la vapeur. Plus haut, mais en dehors de la chaudière, dans la partie non soumise à la pression, l'épaisseur est descendue à 1 millim. Le tuyau d'échappement de vapeur débouche à peu près à cette dernière hauteur, donnant un jet horizontal. L'usure, qui est intérieure, a été produite par le frottement des cendres, et l'inégalité ne paraît provenir que de la disposition spéciale du jet, peut-être aussi le tube en cuivre étiré n'avait-il pas à l'origine une épaisseur uniforme. La chaudière, construite au Creusot, avait été éprouvée en janvier 1879 pour la pression de 9 kilog. Elle était très bien entretenue, cependant on n'avait pas remarqué l'usure, la partie détériorée n'étant pas accessible. Les constructeurs remplacent la cheminée en cuivre par une cheminée en fer et ils examinent de près les machines qu'ils ont construites dans des conditions analogues.

CHRONIQUE.

(Juillet 1883.)

N° 47

Chemin de fer électrique de Portrush, c
chemin de fer d'une longueur de 9 600 mètr
Portrush, station terminale du Belfast and
Railway à Bushmills près de la célèbre chauss
d'Ulster, en Irlande. La voie traverse sur
mètres environ la principale rue de Portrush
trajet, elle suit l'accotement de la route.

La largeur de la voie est de 0^m,914. Les pe
elles atteignent, en certains points, 35^m/^m pa
sont de faibles rayons.

On se propose de prolonger cette ligne
manière à compléter le réseau des voies étro
Larne et Cushendall (**).

A 1 500 mètres environ de l'extrémité de l
chute de la rivière Bush, de 7^m,20 de hauteu
d'utiliser pour faire mouvoir des turbines ali
dynamo-électrique motrices du chemin de fe

Le système de transmission de l'électricité
chemin de fer est à conducteur séparé; ce c

(*) D'après un mémoire du Dr E. Hopkinson, insér
1885, du *Journal of the Society of Arts*, et
mars 1880.

(**) Les voies étroites d'Irlande ont été décrites dar
155, de la *Revue générale des Chemins de fer*.

La *Revue* a donné des renseignements sur les Che
uivants :

N° d'août 1880 : Chemins de fer électriques à
de 1880 ;

N° de septembre 1881 : Chemins de fer élect
verselle de Paris de 1878 et de Lichterfel

par un rail en T, pesant $9^k,5$ par mètre, supporté, à $0^m,45$ du sol et à $0^m,56$ du rail intérieur, sur des poteaux de sapin bouillis dans le goudron et écartés de 3 mètres; il est relié par un câble souterrain à une *shunt-dynamo* mue par une machine à vapeur de 25 chevaux environ.

Le courant est amené, du conducteur à la voiture-locomotive, par deux ressorts d'acier fixés, aux extrémités de la voiture, à des barres d'acier. Ces balais s'usent très peu sur le fer des rails; en temps sec, il faut les graisser légèrement; en temps humide, l'eau déposée à la surface des rails suffit.

Les doubles balais placés aux extrémités des voitures permettent de franchir les interruptions du conducteur occasionnées par les passages à niveau; le balai d'arrière touchant encore le rail quand celui d'avant l'a quitté. Il ne se présente que deux ou trois interruptions qui ne peuvent pas être franchies de cette manière, et pour lesquelles le passage du courant est interrompu sur un parcours de 9 à 10 mètres.

Le courant passe sous les interruptions à travers un câble de cuivre isolé dans un tube de fer, à une profondeur de $0^m,45$.

Le courant est amené des balais à un commutateur manœuvré par un levier qui introduit dans le circuit un nombre variable de résistances placées sur la voiture: ce même levier change la position des balais sur le commutateur de la dynamo dont il permet de renverser la marche; le courant revient de la dynamo-locomotive à la génératrice par les boîtes à graisses, les essieux, les bandages et les rails.

Les rails qui forment le conducteur et la voie sont reliés par des éclisses et des doubles boucles de cuivre soudées au fer, le contact électrique des éclisses ordinaires étant tout à fait insuffisant.

La dynamo se trouve au centre de la voiture, sous le plancher, et commande un des essieux seulement par une chaîne, au moyen d'une transmission intermédiaire.

Les leviers du changement de marche, qui commandent aussi les freins, sont reliés, aux deux bouts de la voiture, de manière que le mécanicien puisse toujours se tenir à l'avant, condition essentielle à la sécurité d'une ligne longeant une route.

Les voitures sont de première et de troisième classe, les unes couvertes les autres découvertes et peuvent tenir vingt voyageurs; il y en aura bientôt cinq munies de machines dynamo, le matériel se composera, en tout, de sept voitures.

On peut graduer facilement la vitesse du train au moyen des résistances installées sur la locomotive; au départ et à l'arrêt, il

MOIRES ET DO

es résistances
eture du circ
du changeme
les cas extrê
vitesse de la
effet d'auto-i
: on peut
t de marche, 1

me du circuit
es conducteur
rovient de l'ir
s fils de cuivr
rice du condi
ger, bien que
nsible.

geant un cou
la lorsque la v
egale au quart
leux extrémité
potentiel : la r
calcul, au six
s à un train
trouve que la
la puissance
elle ne dép
parce que les
le milieu de l
moindre cou

ucteur a occa
midité du clin
oo à 1 600 ohm
n isolant entre
a perte totale
présente une
qu'on fait mar
ts permettent
.

peur qui font
ush ont des cy
mètres de cou

travaillent 8 atmosphères. La dynamo de la locomotive électrique pèse 650 kilogrammes, la tare de la voiture est de 2 600 kilogrammes. Les locomotives peuvent remorquer une charge totale de 12 tonnes non compris la machine; la dynamo peut remorquer 6 tonnes, c'est-à-dire, cinq fois plus à poids égal.

Les frais de traction avec la locomotive à vapeur sont les suivants, par semaine, pour un parcours de 500 kilomètres :

Salaires des mécaniciens.	37 fr. 50
— des nettoyeurs.	15 »
Coke : 3 000 k. à 31 fr. la tonne . . .	93 »
Huile : 4 litres 50	5 90
Graisse : 2 k. à 0 fr. 60.	1 20
Chiffons : 4 k. à 0 fr. 20.	0 80
Amortissement à 15 p. 100 de 19 000 fr.	54 »

Total. 205 fr. 40

Une locomotive électrique remorquant une deuxième voiture transportant le même nombre de voyageurs exige une consommation de 5 kilogrammes de coke par kilomètre; on en déduit, pour les dépenses par semaine correspondant à un même parcours de 500 kilomètres, les sommes suivantes :

Salaire du chauffeur de la machine	
fixe.	25 fr. »
Coke : 260 k. à 31 fr. la tonne. . . .	80 60
Huile : 4 litres 50.	3 90
Chiffons, etc.	0 80
Amortissements : machine	
fixe à 10 p. 100 sur	
7 500 fr. = 14,35	49 50
Amortissement : appareil	
électrique à 15 p. 100	
sur 12 500 fr. = 35,15	

Total. 159 fr. 80

Soit 0^f,32 au lieu de 0^f,40 par kilomètre parcouru, ou une économie de plus de 25 p. 100.

Si le trafic était plus considérable, le gain serait plus favorable encore à l'électricité, parce que les pertes par défaut d'isolement, etc., seraient proportionnellement moindres.

La comparaison ci-dessus, entre la locomotive à vapeur et la traction par l'électricité, est très juste, parce que les deux appareils payent le combustible au même prix et remorqueraient l

même matériel sur une ligne très accidentée et peu favorable à l'électricité, car on aurait pu mieux choisir une machine fixe plus économique.

La vitesse peut facilement atteindre 20 kilomètres par heure, mais les règlements du Board of Trade interdisent de dépasser 16 kilomètres, parce que la ligne est classée de première catégorie.

La ligne a été construite sous la direction de M. E. B. Price; les appareils électriques sont de la maison Siemens.
(*La Lumière Électrique*,

N° 48

L'approvisionnement d'eau et la canalisation

- La principale source de la Bistrizza a un débit de 1,000 mètres cubes en vingt-quatre heures. Elle est alimentée de la rivière Recca, près de la gare de S. Peter-Fiume, et donne une eau de qualité excellente ayant une température de 12° C. La rivière Recca dont l'affluent le plus abondant est la Bistrizza, possède un bassin hydrographique de 1,200 hectares, situé en grande partie dans la commune de S. Peter-Fiume, tandis que le reste appartient à la commune de S. Peter. Près du village de Ober-Wrem, la rivière a un débit de 39,740 mètres cubes par seconde et passe sur celle de la craie, pour former un cours de 6 kilomètres, dans la commune de S. Peter. Dans cette dernière étendue de 6 kilomètres, le débit diminue en grande proportion pendant les périodes de sécheresse à cause de l'absence des pertes qui ont lieu à travers les rochers calcaires. Ainsi dans l'été de 1879 l'on mesurait un débit de 3,000 mètres cubes, pendant qu'à S. Peter la rivière était à sec. Le débit minimum jaugé de la Bistrizza est de 39,740 mètres cubes, tandis que le débit maximum représente un volume de plus de 6 millions de mètres cubes en vingt-quatre heures. On pourrait cependant éliminer facilement ces variations du débit en construisant des réservoirs dans la formation éocénique de S. Peter. Au présent, il faudrait dériver 12,000 mètres cubes d'eau de la source Bistrizza, au moyen d'un canal qui d'abord parcourrait la vallée du Recca sur un



ONIQUE.

mètres jusqu'à S. Canciano, de la rivière Recca, on prend ensuite encore au moins 28,000 mètres cubes, en empêchant préalablement les pertes d'eau dans les crevasses du calcaire Ober-Wrem et S. Canciano.

Près de ce dernier lieu est situé l'origine de la galerie, le de 15 kilomètres, qui doit être percée entièrement dans le calcaire avec une section d'environ 6 mètres carrés; comme elle est située à peu de profondeur au-dessous du plateau du Tarse, elle permettra sans difficulté la construction d'un nombre convenable de puits. La galerie débouchera à moins de 4 kilomètres de la ville, et à une hauteur de 300 mètres sur la même, et amènera séparément l'eau du Recca et celle de la Bistrizza. Cette dernière sera introduite dans les maisons de la ville, pendant que l'eau du Recca servira aux services publics, et en particulier à la production de force motrice, principalement en substitution de celle des moteurs qui fonctionnent présentement dans la ville, et qui représentent ensemble une force de 2,100 chevaux. Dans cette dernière application, on propose une conduite à pression.

Pour le système de canalisation, on fera usage de pompes qui seront mues par l'eau du Recca.

La ville de Trieste avec sa banlieue renferme actuellement 150,000 habitants. Il faudra d'abord fournir l'eau à ces habitants, tout en ayant aussi égard à l'approvisionnement éventuel de la banlieue.

N° 49 53

NOTICE

SUR LA

CONSTRUCTION DES ÉCLUSES ACCOLÉES

DE CARRIÈRES-SOUS-POISSY, SUR LA SEINE

Par M. DE PRÉAUDEAU, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

OBJET DE LA LOI DU 6 AVRIL 1878.

Le programme des travaux d'amélioration de la navigation de la Seine entre Paris et Rouen qui a servi de base à la loi du 6 avril 1878 comprenait les ouvrages nécessaires pour assurer à la navigation le tirant d'eau de 3^m,20, mais en commençant les travaux dans les sections où le tirant d'eau de 2^m,20 n'était pas encore obtenu.

On se proposait donc de reconstruire d'abord les écluses qui dans l'état actuel présentaient les seuils les plus élevés.

L'écluse de Denouval est dans ce cas; son busc n'est qu'à 1^m,11 en contrebas de la retenue actuelle du barrage de Meulan.

L'étude des ouvrages destinés à la remplacer a donc été placée en première ligne, et comme les autres écluses devaient être reconstruites d'après le même type, c'est sur ce premier projet que se sont concentrées les études et les discussions relatives à la forme et aux dimensions des écluses ainsi qu'aux appareils de remplissage et de vidage.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

is résumerons dans la première partie de cette notice
cuments qui ont servi de base aux dispositions du
approuvé.

seconde sera consacrée aux renseignements relatifs
avaux accessoires et à l'exécution des ouvrages.

DISCUSSION DU PROJET.

DIMENSIONS DES ÉCLUSES.

avant-projet, présenté par M. Krantz en 1875, con-
t les dimensions des écluses actuelles de la Seine,
al de Paris, qui sont de 12 mètres de largeur sur
nètres de longueur; il comportait trois paires de
par écluse, conformément à une disposition réalisée
se de Bougival par M. Poirée en 1839 et reproduite
. Krantz à l'écluse de Port-Villez en 1869.

s ces dimensions, adoptées à une époque antérieure
ablissement du touage et au développement des
trains de remorquage, donnaient prise à de nom-
s objections et diverses dépositions demandèrent aux
tes que les largeurs fussent portées à 13^m,50, 15 et
tres avec des longueurs de 140 et 160 mètres.

s un rapport du 6 octobre 1875, M. l'Ingénieur en
e Lagrené avait proposé que, sans modifier la lar-
de 12 mètres, la longueur des écluses fût portée à
ètres, conformément au type de la Haute-Seine.

décision ministérielle du 27 décembre 1876, statuant
avant-projet, prescrivit, sans se prononcer sur les
sions définitives des écluses, que la capacité des sas
fût augmentée des trois quarts, tout en conservant
it des têtes une largeur de 12 mètres.

apacité des écluses étant de $120 \times 12 = 1440 \text{ m}^3$, l
ait donc de la porter à 2520 mètres.

considérations qui ont déterminé ces prescriptions,

ainsi que les dimensions définitives qui ont été ensuite adoptées se rapportent :

A la largeur des têtes,

A la largeur des sas,

A la longueur des sas.

Largeur des têtes. — Le matériel actuel de la navigation de la Seine comprend des chalands de 7 à 8 mètres de largeur sur 45 à 50 mètres de longueur et des péniches de 33 à 35 mètres de longueur sur 5 mètres de largeur. Les toueurs et remorqueurs ont de 5^m,25 à 6^m,25 de largeur sur 40 à 42 mètres de longueur. L'Administration ayant décidé d'allonger à 38^m,50 les écluses des canaux, on doit prévoir un allongement correspondant dans les péniches.

La largeur de 12 mètres permet aisément le passage du matériel actuel; il est même possible de faire entrer dans les écluses des péniches couplées, surtout quand elles sont vides.

Mais cette largeur laisse-t-elle une marge suffisante pour la création des nouveaux types de bâtiments qui pourront se construire pour profiter du tirant d'eau de 3^m,20?

D'après le rapport du huitième admis entre la largeur et la longueur des bateaux de mer à hélice, la largeur de 12 mètres permettrait une longueur de 100 mètres qui dépasse de beaucoup les dimensions probables d'un bâtiment n'ayant pas plus de 3 mètres d'enfoncement.

Si on admet que la surface engendrée par l'hélice doive être comprise entre le tiers et le quart de celle du maître-bau, pour un diamètre de 3 mètres, on aura une surface de 7^m,07, correspondante à un maître-bau de 21 à 28 mètres carrés. Le maître-bau devant être égal aux quatre cinquièmes du rectangle circonscrit, on trouve que l'hélice de 3 mètres de diamètre correspond à une largeur

de 8^m,75 à 11^m,67, soit en nombre rond de 12 mètres (*).

Il est vrai que ces dimensions ne suffiraient pas pour les bateaux à roues. Mais on ne prévoit pas que les bateaux se développent sur la Seine; il ne conviendrait que pour les bâtiments dont l'enfoncement est invariable, comme les bateaux à voyageurs et remorqueurs; ces derniers n'ont pas besoin d'une grande largeur et comme ils sont astreints à traverser les écluses, on ne doit pas supposer qu'ils auront jamais les dimensions nécessaires pour prendre place dans les sas à côté des plus grands bateaux de transport, comme nous l'expliquerons ci-dessous. Il semble donc que, dans l'avenir comme dans le présent, les remorqueurs conserveront l'hélice comme propriété.

Largeur des sas. — La largeur des têtes étant de 12 mètres, on a demandé aux enquêtes que la largeur des sas fût augmentée de manière à permettre à deux bateaux de s'y placer de front. Si l'on pouvait régler la largeur des trains de manière à avoir toujours un mètre de libre entre les chalandes et de péniches, il suffirait pour satisfaire à cette condition d'une largeur de 8^m,00 + 5^m,00 = 13^m,00 à 1 mètre, soit 13^m,50 à 14 mètres.

Mais d'une part, d'après les cahiers des charges des compagnies de touage, les trains doivent être composés suivant l'ordre d'inscription des bateaux, et d'autre part la sécurité des manœuvres exige que les bateaux lourds soient placés en tête des convois. D'où la conclusion, que pour utiliser autant que possible la largeur d'un sas, il faut que sa largeur dépasse le double de la largeur du plus fort type de bateaux : un jeu d'un mètre de libre outre admis, nous établirons qu'il est nécessaire

(*) Rapport sur le projet de dérivation de Poissy, 12 février 1880.

liter les manœuvres de rangement des bateaux et utile pour permettre d'aller vite dans le remplissage du sas.

La largeur des sas a donc été fixée à 17 mètres.

Dans ces conditions l'introduction d'un train toué ou remorqué dans une écluse de 12 mètres d'ouverture avec sas de 17 mètres s'effectue de la manière suivante :

Le toueur ou remorqueur entre dans l'écluse en tête de son train en lui conservant une vitesse suffisante pour que, lorsque le moteur s'arrête, les bateaux suivants aient encore assez d'aire pour se loger autant que possible par la vitesse acquise dans l'élargissement du sas.

Le moteur fait aussitôt machine en arrière et va chercher la deuxième partie du convoi qu'il introduit dans l'écluse parallèlement à la première.

Longueur des sas. — La composition des convois est trop variable pour permettre de définir à l'avance le nombre de chalands ou de péniches qu'on peut introduire dans une éclusée; on ne peut donc fixer la longueur à adopter pour les sas qu'en discutant diverses hypothèses.

En admettant 1 mètre de jeu par bateau, il faudrait : pour trois péniches de 38 mètres dans chaque file,

$$3 \times 38 + 3 = 117 \text{ mètres;}$$

pour un chaland de 50 mètres et deux péniches de 38 mètres,

$$50 + 2 \times 38 + 3 = 129 \text{ mètres;}$$

et pour 2 chalands de 50 mètres et une péniche de 38 mètres,

$$2 \times 50 + 38 + 3 = 141 \text{ mètres.}$$

Cette dernière combinaison, qui en tenant compte des dimensions des têtes correspond à une longueur de 160 mètres de busc en busc, donne une surface de sas de $141 \times 17 = 2\,397$ mètres peu inférieure à celle de 2 520 mètres fixée par la décision ministérielle du 27 dé-

nombre 1876 et si on ajoute que, suivant le sens dans lequel on marche, on peut utiliser une partie de la surface comprise entre le sas et l'une des têtes, on reconnaîtra que ces dimensions satisfont à cette décision.

Elles permettront l'introduction de trains composés de :
 toueur — 3 chalands — 3 péniches ou de : 1 tonneur
 1 chaland — 6 péniches soit de 7 à 8 unités.

Dans les écluses actuelles, on ne peut placer côte à côte le tonneur et un chaland, ni un chaland et une péniche, et l'éclusée se trouve ainsi réduite avec le tonneur ou remorqueur, à deux ou trois bateaux, chiffre très inférieur à la moyenne des convois de la Basse-Seine. D'autre part, il résulte d'un relevé fait en 1877 du matériel de transport existant chez les entrepreneurs de Rouen que sur 100 bateaux il n'avait alors 80 chalands et 20 péniches seulement.

La batellerie des canaux et de l'Oise apporte, il est vrai, un contingent de péniches qui modifie la proportion; mais qu'on peut affirmer, c'est que, plus la navigation se développera entre Paris et Rouen, plus elle tendra à multiplier le type des grands chalands de 7^m,50 à 8 mètres de largeur sur 45 à 50 mètres de long.

Tous ajouterons que, s'ils excédaient ces dimensions, les constructeurs feraient fausse route et s'exposeraient à de mécomptes. Dans les écluses qui contiennent plusieurs bateaux, il importe pour que les manœuvres de rangement ne forment la majeure partie de la durée des éclusées ne pas d'une longueur démesurée qu'on n'ait presque toujours besoin de se préoccuper des dimensions des bateaux pour les introduire dans les sas.

Les sas de 17 mètres sur 14,1 mètres sont construits pour deux files de bateaux, à raison de trois bateaux par

Il est vrai qu'on a supposé le cas le plus général où un certain nombre de péniches seraient à la queue du convoi, mais, pour éviter toute perte de temps au passage d'un convoi, il conviendrait que l'emplacement occupé par

assât pen ou pas $\frac{17^m,00}{2}$ sur $\frac{14^m}{3}$, y com-

pris le jeu nécessaire aux manœuvres, soit au maximum 8^m,50 sur 47 mètres.

Ces considérations s'appliquent non seulement à l'écluse de Carrières-sous-Poissy, mais encore à celles de la Basse-Seine en aval du confluent de l'Oise jusqu'à Rouen dont les conditions d'exploitation sont tout à fait analogues.

En amont du confluent de l'Oise la situation se modifie par le grand courant de circulation qui se dirige à la remonte sur Paris pour y transporter des houilles et des matériaux de construction.

L'écluse de Bougival a en nombre rond un tonnage triple de celui des écluses de la Basse-Seine; les trains de touage qui la franchissent comprennent en moyenne neuf bateaux, toueur compris, et, dès 1878, la statistique a établi que sur 100 trains passés à cette écluse en eaux basses et moyennes, 64 p. 100 n'auraient pu être éclusés dans un sas de 141 mètres de longueur sur 17 mètres de largeur, et 20 p. 100 auraient excédé la capacité d'un sas de 180 mètres.

Aussi l'Administration a-t-elle admis que le sas de la nouvelle écluse de Bougival présenterait exceptionnellement une longueur de 220 mètres.

La navigation de l'écluse de Bougival se divise ensuite entre le canal de Saint-Denis et la traversée de Paris, et, par suite, l'écluse de Suresnes, tout en ayant un mouvement supérieur à celui des écluses de la Basse-Seine, reste notablement au-dessous du trafic de Bougival.

Forme des sas. — L'indépendance qui résulte des décisions que nous venons de rapporter entre le sas et les tes, ainsi que les grandes dimensions des sas ont conduit examiner si on ne pourrait par économie recourir aux sas perreyés.

Les difficultés que ce genre de constructions a rencon-

trées à l'origine de son application sur raient pas été un obstacle suffisant pour les avantages économiques du système s'il n'était pas à satisfaire à une navigation active et à augmenter la vitesse.

Indépendamment des manœuvres nécessaires, la forme du sas est loin d'être indifférente pour les bateaux, un sas perreyé n'offre pas d'amarrage commodes, lorsque la chute de l'écluse a une certaine hauteur au-dessus du niveau normal; à Carrières-sous-Poissy, la hauteur d'eau d'aval et le couronnement est tel que le montant devrait lancer son amarre et le bateau avalant devrait se tenir à cette hauteur du couronnement du sas; il en résulte de grandes lenteurs dans les manœuvres de vidange et au remplissage, cette forme réduirait le volume d'eau à débiter, et si les orifices d'alimentation avaient été augmentés, on ne pourrait pas les manœuvrer rapidement pour éviter la vidange d'échouer des bateaux sur le couronnement. On tenait pas avec grand soin à leur disposition.

C'est pour éviter ces inconvénients que l'Administration a prescrit la construction de bajoyers pour limiter les sas.

Nous avons dit que la largeur du sas est de 12 mètres et celle des têtes de 12 mètres seulement. La largeur du sas a été portée tout entier du côté de l'avalage, afin que, la première file de bateaux entrant dans l'écluse se plaçant du côté de l'avalage, ait un trajet aussi direct que possible; les portes sans perdre de temps. De plus, le toueur ou remorqueur se trouve à l'aval et n'a pas de manœuvre transversale à effectuer.

L'élargissement du sas est raccordé à la tête au moyen d'un mur en retour perpendiculaire : on s'était demandé si un pan coupé n'aurait pas été préférable ; il en serait résulté une perte de longueur qui n'aurait pas été compensée par une amélioration dans les manœuvres : si l'élargissement du sas se trouvait du côté du halage ou au-dessous de la traversée d'un pont, on aurait sans doute dû recourir au pan coupé, mais dans les conditions ordinaires la solution adoptée nous paraît la meilleure.

Écluses à deux sas. — L'augmentation du trafic de la Basse-Seine et le développement de la navigation par convois conduisent, comme on vient de le voir, à adopter des écluses de grandes dimensions ; mais en même temps la convenance de faire des éclusées plus rapides pour de petits convois et de se mettre à l'abri des accidents qui peuvent survenir aux portes d'écluses recommande la solution adoptée par M. Poirée à Bougival et qui consiste à diviser le sas par des portes intermédiaires.

Avec un sas à bajoyers maçonnés, la largeur de 17 mètres n'opposerait pas une sérieuse difficulté à cette combinaison, bien qu'elle conduise à donner cette largeur aux portes d'écluse intermédiaires.

Mais cette solution qui a constitué cependant un progrès sérieux prête encore à diverses objections.

Si on suppose que la navigation se développe, le nombre des trains augmente et l'écluse se trouve fréquemment occupée par eux. Qu'un bateau-porteur, marchant isolément, se présente : il importe peu qu'il y ait trois portes d'écluse s'il a chance de trouver souvent l'écluse en manœuvre.

Or ce type de bateau est très répandu entre Paris et Orléans et son développement exige des conditions de vitesse et de régularité qui soutiennent la comparaison avec les transports par chemin de fer.

Les grandes entreprises de navigation fluviale demandent

qu'on leur assure surtout de les trois paires de portes perues. Si une porte est à réparer, il ne permet pas de passer si elle est peu importante; et c'est l'expérience des difficultés qu'on éprouve à l'occasion du passage, ne fût-ce qu'un jour, lorsqu'il s'agit de traverser une écluse fréquentée. On a vu un bateau s'échouant sur une porte, accident qui pourrait être prolongé pendant plusieurs semaines. — A la suite de ces observations, dont nous venons d'indiquer les motifs, on a pu se décider à comparer l'addition d'une paire de portes au passage des bateaux isolés avec celui des bateaux en cas d'avaries à la grande écluse. Les dimensions actuelles rempliraient ces dimensions, si leur tirant d'eau n'était pas plus que sur aucun point elles n'ont. Le tirant d'eau est à 3^m,20, à peine celui de la petite écluse, le busc est à 1^m,09 au-dessus du niveau des écluses de Carrières-sous-Poissy, et le contrebas de la retenue projetée.

La seconde écluse accolée était destinée à protéger la navigation contre les éventualités qui paraissent devoir être évitées par la rapide circulation des bateaux. L'introduction des plus grands bateaux dans le matériel de la Seine. Les dimensions des portes, n'excèdent pas 45 à 50 mètres de longueur utile, et il faut donner à la petite écluse une longueur de 60 mètres de busc utile, la longueur utile, mesurée entre

de chute et l'origine de l'enclave d'aval, de 54 mètres.

Les écluses construites à Carrières-sous-Poissy constituent donc un système d'écluse double, analogue à celui qui a été signalé par M. l'Inspecteur général Croizette-Desnoyers à Flessingue (*Travaux Publics en Hollande*. Pl. VIII).

MM. Cheysson et Caméré, dans une mission qu'ils ont faite en 1876 en Belgique et en Hollande, ont rencontré un certain nombre d'exemples de ce système et, de concert avec M. l'Ingénieur en chef de Lagrené, en ont proposé l'adoption pour la reconstruction des écluses de la Basse-Seine; ce type a été approuvé par une décision ministérielle du 5 août 1878.

Tirant d'eau. — Ces écluses sont reconstruites en vue du tirant d'eau de 3^m, 20; le busc d'aval de chaque écluse est établi à 3^m, 20 en contrebas de la retenue d'aval, sans compter sur aucun remou : car l'expérience prouve que sur les rivières à faibles pentes et à retenues élevées, la pente des biefs se réduit en basses eaux à un chiffre négligeable, qui est au plus de l'ordre de grandeur des variations inévitables qui résultent des manœuvres des barrages.

Quand au busc d'amont, il ne suffirait pas qu'il fût placé à 3^m, 20 sous la retenue d'amont, car on admet que lorsque les barrages sont sur le point d'être couchés, le plan d'eau en amont des barrages est abaissé pour profiter du remou qui, pour cet état des eaux, ne diffère pas notablement de la pente naturelle. Cet abaissement est important au moment de l'ouverture pour parer aux accroissements imprévus de la crue; il a également l'avantage de permettre, lors de la décrue, de laisser le barrage couché tant que les eaux n'ont pas baissé notablement, au-dessous de la retenue normale.

D'après ces considérations on a sur la Seine projeté les barrages à 4 mètres en contrebas de la retenue dans les passes navigables, en admettant que les abaissements éventuels de la retenue seraient limités à 1 mètre

et les buscs d'amont des écluses ont été contrebas de la retenue pour conserver le jeu prévu au-dessus des buscs.

Il résulte de là que, pour tout état de vant une élasticité suffisante pour les rages, le passage sera toujours assuré ; passes soient ou non ouvertes à la nav

Appareils de remplissage et de vidu
dissement des sas et la rapidité des manoeuvres des écluses ont depuis longtemps des Ingénieurs vers les appareils d'alimentation suppléer à l'insuffisance des dimensions des portes.

Ces aqueducs, pratiqués dans les bacs, sont désignés sous le nom de *larrons* ou écluses de la Haute-Seine et à celles de ces ouvrages ils contournent simplement bouchent symétriquement en aval des

Il serait plus favorable à la rapidité d'avoir un aqueduc longitudinal reliant communiquant avec le sas sur tous les branchements transversaux ; mais ce système, notamment appliqué sur la Waver-F, paraît comporter des dispositions assez onéreuses à réaliser sur des écluses en surface. Car dans ce système : 1° il est nécessaire que la profondeur des écluses de manière que les niveaux d'alimentation soient inférieurs aux niveaux des bateaux. Or, à moins de circonstances particulières, auxquelles on ne peut compter, la dépense des écluses en rivière augmente très rapidement avec la profondeur, tandis qu'il n'en est pas de même sur une rivière d'un faible tirant d'eau ou sur une rivière d'un faible tirant d'eau d'écoulement dont il sera parlé ci-après. L'affaiblissement excessif dans des bajoy

normale; on serait en conséquence conduit à augmenter ces épaisseurs et à élargir d'autant l'assiette générale des fondations. Pour le bajoyer commun aux deux écluses, cet élargissement même ne donnerait que difficilement une sécurité suffisante et on devrait recourir à des revêtements en fonte et par suite à un nouveau supplément de dépenses.

On voit que ces objections ne s'attaquent en aucune façon au système, mais seulement aux dépenses spéciales qui en résulteraient pour les écluses en rivière.

Quant au mode de fermeture des aqueducs, quatre systèmes peuvent être comparés :

Vannes levantes simples ou à jalousies;

Vannes tournantes avec axe vertical;

Vannes tournantes avec axe horizontal;

Tubes équilibrés sur un siège horizontal.

Les vannes levantes ont été d'abord employées pour la fermeture des larrons sur la Haute-Seine et sur la Meuse belge, les orifices avaient alors environ 1 mètre carré, et cependant les manœuvres étaient assez lentes, car la pression de l'eau pour une surface de 1^m,10 sur 1^m,10, y compris les recouvrements, et pour une chute de 3 mètres, l'écoulement étant en contrebas de l'eau d'aval, avait pour

:

$$P = 1\,000 \times 1,10 \times 1,10 \times 3,00 = 3\,630^k.$$

départ, le frottement dû à la pression statique et aux résistances accessoires qui résultent des pressions dynamiques ne peuvent s'évaluer à moins de 0,50 P soit 1 815 kilogrammes.

Sur la Basse-Seine, par des considérations que nous développons plus loin, on s'est proposé de donner à ces larrons une section d'environ 3 mètres carrés; avec des vannes levantes et des aqueducs de 1 mètre de largeur sur 3 mètres de hauteur, la pression aurait été de

$$1\,000 \times 3,10 \times 1,10 \times 3,00 = 10\,230^k$$

résistance au départ 5 155 kil
d'environ 3 mètres.

urse pourrait, il est vrai, être
n système de jalousies ; mais si
le débouché il faudrait augm
onneries, et il est intéressant
relation qui s'établit entre les d
correspondants à chaque com
s lorsque le nombre des orific
section totale des maçonneries
ans un orifice de hauteur h , σ
le hauteur α , et qu'on désigne
ement de chaque vanne sur le
:

$$h = na + (n - 1) (a + \alpha)$$

ur $h = 3$ $n' = 2$ $2\alpha = 0,10$ on a
ur $h = 3$ $n'' = 4$ $2\alpha = 0,10$

, en supposant que la hauteur
0^m,05, suivant que le nombre
il en résultera les données su

d'orifices dans les-	
est divisé un aque-	
hauteur constan-	
.....	$n = 1$
correspondante de	
ché libre.	$h = 3^m,00$
s correspondantes	
chute de 3 mètres,	
nnés entièrement	
.....	$P = 10230^k$ l
manœuvre.....	$F = 5115^k$ l
es vannes.	$C = 3^m,05$ (

leux premières dispositions pr
res trop lentes autant par le
que par l'amplitude de la coi
isième comporte des efforts n

dant à une traction d'environ 3 200 kilogrammes au départ avec une course de 0^m,435; mais la section est réduite de moitié environ et la pression des deux cinquièmes seulement.

On peut conclure de là que pour des orifices supérieurs à une section de 1^m,50 les combinaisons de vannes levantes avec ou sans jalousies exigent des appareils trop puissants et produisent des manœuvres trop lentes pour des écluses de rivière à grande fréquentation.

C'est ainsi qu'on a été conduit à étudier d'autres solutions.

Elles consistent essentiellement à employer des systèmes équilibrés, de manière à n'avoir à vaincre que les résistances passives et celles qui se développent par les pressions dynamiques.

De là deux combinaisons principales, procédant soit de l'équilibre d'une vanne plane, tournant autour d'un axe de symétrie, soit de l'équilibre d'un cylindre se mouvant parallèlement à son axe tout en étant soumis à des pressions différentes au dedans et au dehors.

Les vannes tournantes peuvent être mobiles autour d'un axe vertical ou d'un axe horizontal; on a appliqué des vannes tournantes à axe vertical à la fermeture d'aqueducs à l'écluse du Port-à-l'Anglais (M. Boulé, 1870) et à l'écluse d'Herbières (Belgique) (M. Maus). Dans le premier cas, les dimensions des orifices ne dépassaient pas 1 mètre carré; dans le second la section est beaucoup plus grande, 4 mètres carrés (voir *Cours de navigation* de M. de Lagrené, t. III, p. 125); mais à Herbières on ne manœuvre que sous une chute de 0^m,50 environ, vers la fin du remplissage effectué au moyen de ventelles des portes.

Les vannes tournantes à axe horizontal, employées sur une grande échelle aux États-Unis, ont été décrites dans le *Rapport de mission* de M. Malézieux (1870); elles ont été appliquées par M. Cuvinot sur le canal de la Haute-Marne.

Les orifices destinés au remplissage des sas étant ordinairement plus hauts que larges les axes dirigés dans le sens de la largeur ont besoin d'une moindre résistance; mais si, pour avoir des vannes plus faciles à construire et à remplacer, on divise la fermeture en plusieurs éléments, il faut, en compensation, un ajustage plus précis et une construction plus soignée, c'est ce système qui a été admis pour les écluses de la Basse-Seine; nous y reviendrons en décrivant les détails des appareils.

Les tubes équilibrés sont des appareils du genre des clapets de fermeture des anciens appareils hydrauliques.

Sur un siège à peu près semblable repose, au lieu d'un clapet, un tube vertical creux dont le niveau supérieur dépasse le bief d'amont. L'eau de ce bief entoure le tube; du siège part un aqueduc en maçonnerie qui conduit les eaux soit dans le sas soit dans le bief d'aval.

Pour mettre en communication les deux biefs, il suffit de soulever le tube équilibré par un contrepoids; comme il n'est pas nécessaire que le débouché cylindrique ainsi produit dépasse la section du siège du tube, la levée nécessaire se trouve assez réduite; si r est le rayon du siège, h la hauteur de levée, son maximum ne doit pas dépasser la valeur de h tirée de l'équation

$$\pi r^2 = 2\pi r h \quad h = \frac{r}{2}.$$

Ce système, projeté par M. Girard, avant 1825, pour le canal de Soissons (dessins relatifs à l'art de l'Ingénieur, 2^e collection terminée en 1825, n^o 37, bibliothèque de l'école des Ponts et Chaussées), a été appliqué par M. de Caligny dans un autre but à l'écluse de l'Aubois. Mais M. F. Vallès, dans son mémoire sur cet appareil, fait justement remarquer l'intérêt qu'il présente au point de vue du remplissage et de la vidange des sas (*Annales des Ponts et Chaussées*, septembre 1880, p. 192).

Il est appliqué dans ce but exclusif sur les écluses de la Waver-River, en Angleterre. Les dimensions des tubes de l'écluse de l'Aubois sont de 1^m,40 de diamètre, soit 1^m,54 de section; celles de la Waver de 1^m,30, soit 1^m,33 de section (*).

Sur la Seine, pour avoir le débouché de 3 mètres carrés, il faudrait un diamètre de 1^m,90 à 2 mètres; le puits en maçonnerie dans lequel se meut le tube devrait avoir un diamètre d'environ 2^m,80; la hauteur du tube dont le siège doit être constamment noyé par l'eau d'aval ne serait pas inférieure à 4^m,50 ou 5 mètres.

On voit donc à quelles dimensions on serait conduit, autant dans les maçonneries des têtes que dans les appareils mobiles; d'autre part, ces appareils destinés à fonctionner avec des chutes et des niveaux variables tant à l'aval qu'à l'amont pourraient être difficiles à équilibrer dans toutes les hypothèses. On aurait donc, dans certains cas, à soulever une fraction du poids des tubes qui viendrait alourdir les manœuvres.

Ces considérations n'ont pas permis de penser que ce système, qui doit être très avantageux dans des écluses de moindres dimensions, à chute constante, pût être utilement appliqué aux écluses de la Seine et on s'est arrêté au système des vannes tournantes conjuguées à axe horizontal.

Dans les aqueducs qui contournent les chardonnets sont scellés des cadres fixes en fonte qui portent des rainures : dans celles-ci s'engagent des cadres mobiles composés d'une charpente en fer à T et de pièces d'assemblage en fonte. C'est sur le cadre mobile que sont montées les vannes tour-

(*) Une application du même système a été faite à titre d'expérience en 1881 et 1882 à deux écluses du canal du Centre portant les nos 17 et 18, versant de l'Océan, communes de Genolard et de Falinges, à proximité du chemin de fer de Moulins à Montchanin (M. Fontaine [Arthur], ingénieur en chef; M. Morailon, conducteur faisant fonctions d'ingénieur ordinaire). On a proposé de l'étendre aux écluses à allonger sur ce canal, en employant des tubes de 1^m,46 fermant des orifices de 1^m,40.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

qui constituent la partie mobile de la fermeture, de l'en cas de réparation, indépendamment de toutes opérations courantes qui se font au scaphandre, l'enlèvement des cadres mobiles permet de relever au jour toutes les mécaniques des appareils et d'en assurer l'en-

doit même qu'en cas d'avarie grave on puisse entièrement le cadre et le remplacer par un panneau construit soit d'avance soit au moment du besoin la durée d'une grosse réparation. Mais il est préférable pour la remise en place de l'appareil, que la fermeture de l'orifice soit assurée par des coulisses indépendantes. Cette précaution qui n'a pas été prise pour ceux des dont le débouché ne se trouvait pas en dehors paraît devoir être généralisée, sauf à modifier un peu le placement des puisards.

Si l'ailleurs possible, même sans dispositif spécial, de faire par un panneau en charpente construit à l'avance en amont de chaque aqueduc; mais il vaudrait mieux avoir en amont de ces têtes soit à l'intérieur des portes, des coulisses à poutrelles pour opérer cette fermeture au moyen d'un matériel plus maniable (*). Les plans indiquent pour les orifices d'amont (bajoyer amont) la disposition des coulisses intérieures; il est préférable qu'elles fussent plus éloignées du cadre pour permettre à un plongeur de travailler entre le cadre et le poutrelle; mais cela aurait l'inconvénient d'augmenter les dimensions des puisards.

Il pourrait aussi mettre des coulisses métalliques immédiatement en amont des orifices, dans l'espace disponible entre les poutrelles et les portes; c'est cette solution qui nous paraît la meilleure, même si pour éviter toute saillie on a le parti de placer la tête de l'aqueduc de 0,12

La disposition de coulisses est réalisée à l'écluse de Saint-Aubin.

à 0,15 en retraite sur le fond des chambres des portes.

Nous avons dit que, pour la section des orifices de remplissage des écluses de la Basse-Seine, les combinaisons de vannes levantes donnaient lieu à des manœuvres très lentes à cause de la grandeur de la course et de la puissance nécessaire pour les appareils; il convient d'indiquer pour la chute de 3 mètres quels seraient les efforts à vaincre pour la manœuvre des vannes tournantes.

Ces vannes étant au dessous du niveau d'aval et à ailes égales sont absolument équilibrées au départ, et les résistances à vaincre proviennent exclusivement des frottements.

Lorsque les vannes sont partiellement ouvertes, les pressions dynamiques se répartissent d'une manière très inégale de part et d'autre de l'axe.

Dans le mémoire sur le projet de la dérivation de Poissy, M. Cheysson, a, d'après M. Cuvinot, donné une évaluation des efforts dus aux pressions dynamiques (voir note A, p. 306).

Les crics ont été construits pour produire une traction de 2 000 kilogrammes sur la crémaillère pour un effort de 6 kilogrammes seulement sur la manivelle, et cependant, au bout d'un certain nombre de tours de manivelle, ils deviennent durs, et l'éclusier doit attendre que la chute ait un peu diminué.

Bien qu'il résulte de ce fait une durée un peu plus longue dans les manœuvres de remplissage et de vidange, nous ne croyons pas qu'il convienne d'augmenter la puissance de ces appareils de manœuvre.

La pratique a en effet conduit les éclusiers à manœuvrer d'abord deux et même quatre ventelles avant de se servir des vannes d'aqueducs, pour éviter de soumettre les bateaux et leurs amarres à des efforts dangereux.

On dit, il est vrai, qu'à cause de leur position symétrique les courants produits par les aqueducs se neutralisent; mais, dans le cas du remplissage, par exemple, il ne faut pas

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

que le volume d'eau qu'ils débitent passe dans le sas
sont à l'aval des bateaux qui y sont renfermés.

posons les eaux à la retenue normale, soit à 3^m,20
sus du busc aval, si on a deux chalands en tête d'une
, la section mouillée au moment du remplissage sera

angle 17,00 × 3,20	m. c. 55,04
ment calculé.	5,03

Section mouillée. 60,7
: le tirant d'eau de 3 mètres, la section
gée des deux chalands sera

$$a) 2 \times 0,90 \times (*) 3,00 \times 8,00 = 44,00$$

Différence. 16,07
: le tirant d'eau de 2^m,20 et la même sec-
ouillée de. 60,07

ion immergée des deux chalands sera

$$b) 2 \times 0,90 \times 2,20 \times 8,00 = 28,80$$

Différence. 31,27

es vannes d'aqueducs étaient ouvertes très rapide-
ous la chute de 3 mètres, leur débit total atteindrait
ur de $Q = 2 \times 0,85 \times 3,00 \sqrt{2g \times 3,00} = 39^m,10$.

lume doit se débiter par une section de

a) 16 ^m ,07 avec des vitesses a) 2 ^m ,44	
b) 31 ^m ,27 — b) 1 ^m ,24	
ondantes à des hauteurs de chute a) 0 ^m ,303	
— — b) 0 ^m ,08	

faire intervenir les pressions dynamiques, si on
re seulement les pressions statiques, correspondantes
hauteurs de chute, qui s'exercent sur la section im-
des deux chalands, on trouve des valeurs de :

efficient de réduction représentant le rapport entre la section du mal. et
rectangle circonscrit, pour les bateaux de rivière servant aux tra

$$a) \quad 44,00 \times 1\,000 \times 0,505 = 1555^k$$

$$b) \quad 28,80 \times 1\,000 \times 0,08 = 230^k,4.$$

Ces chiffres, qui doivent être notablement augmentés pour tenir compte des pressions dynamiques, contractions et frottements, prouvent qu'au début des manœuvres il y a des précautions à prendre pour éviter, en cas d'une alimentation brusque, les chocs de bateaux et les ruptures d'amarres.

La durée théorique de remplissage de l'écluse de Carrières-sous-Poissy avec 3 mètres de chute est de 6'42".

Il faut en tous cas compter en outre une partie du temps employé à l'ouverture des vannes, environ quarante tours de manivelle ou deux minutes, et si on fait un calcul approximatif en supposant que la moitié des orifices fonctionne pendant ces deux minutes, on trouve que le remplissage devrait se faire en huit minutes.

Généralement on ouvre d'abord quatre ventelles, qui avec l'emploi de deux hommes exigent ensemble quatre minutes; ces calculs donneraient au total douze minutes, et les relevés faits sur place établissent que cette opération emploie de douze à quatorze minutes (voir note B, p. 308).

Un tableau donné par M. Cheysson dans le Mémoire sur la dérivation de Poissy indique que le temps employé au même objet à l'écluse de Bougival est de dix à douze minutes : ainsi la surface du sas a été augmentée dans la proportion de 1 à 1,80 et la durée du remplissage n'a été augmentée que dans la proportion de 1 à 1,20.

Les résultats que nous avons rapportés pour la manœuvre des vannes semblent indiquer que le coefficient m qui figure dans les calculs a été pris avec une valeur un peu faible(*); si on suppose, ce qui nous paraît probable, que l'effort dû à la pression dynamique, atteigne 1 500 kilogrammes, le coefficient devrait avoir une valeur

(*) Voir note A, p. 306.

de 1,85 au lieu de 1,30. M. de Lagrené, dans son *Cours de navigation*, donne page 382 (en tenant compte d'un facteur qui double le coefficient qu'il indique) la valeur 1,50; nous croyons qu'il est prudent pour des calculs analogues à ceux qui précèdent d'adopter au moins 1,75, pour compenser l'erreur qu'on commet en admettant que la vitesse du courant qui produit la pression dynamique est égale à la vitesse qui se produit dans l'aqueduc qui suit les vannes.

Emplacements des nouvelles écluses. — Les formes et dispositions générales des écluses à construire pour remplacer celle de Denouval étant ainsi déterminées, deux études ont été successivement faites pour leur emplacement : dans la première, à peu près conforme au tracé de l'avant-projet approuvé par décision ministérielle du 9 février 1876, une dérivation se détachait de la Seine en amont de l'écluse de Denouval et suivait le pied du coteau de Carrières-sous-Poissy, sur une longueur de 3^k,500 jusqu'au pont de la route nationale n° 13, à Poissy, en aval duquel les écluses de rentrée en rivière devaient être construites.

Ce projet comportait, indépendamment des écluses, trois ouvrages d'art importants : une écluse de garde, un pont pour l'accès du village de Carrières-sous-Poissy vers la Seine, un pont pour la route nationale n° 13.

De cette multiplicité d'ouvrages devait résulter pour la navigation par convois certaines difficultés, malgré la précaution prise de réduire le moins possible la section mouillée sous les ponts; le passage d'un pont-route sur la tête amont d'une écluse soulevait également des objections : avec de grandes écluses, la préparation du sas, lorsqu'un convoi se présente dans le sens opposé à celui pour lequel l'écluse était prête, est une cause de perte de temps; il y a donc intérêt à ce qu'elle commence dès que le convoi est en vue, et pour cela il importe que l'écluse soit placée *autant que possible*, en terrain découvert.

Une autre considération devait également conduire à examiner si la traversée du pont de Poissy ne pouvait être évitée : la longueur de la dérivation projetée dépassait 3 800 mètres ; cette longueur toute exceptionnelle sur la Seine, où les barrages sont jusqu'ici accolés aux écluses et où les dérivations n'ont été prévues dans les autres projets que pour faciliter la construction et les accès des ouvrages, exposait ce *canal* à des chômages spéciaux survenant à des époques où, les barrages étant debout, la gelée ne serait pas assez forte pour arrêter la navigation en rivière.

Autant la construction de courtes dérivations nous paraît justifiée pour supprimer les graves inconvénients des barrages accolés au point de vue de l'entrée et de la sortie des bateaux, autant nous croyons qu'une voie navigable doit présenter le plus d'homogénéité possible ; si les parties en rivière dominant, il faut que les dérivations soient courtes ; si au contraire on adopte de longues dérivations, on doit éviter, autant que possible, de multiplier les biefs ou les traversées de rivière.

Pour répondre à ces objections, il eût fallu établir que les dragages à exécuter aux abords du pont de Poissy étaient trop importants pour que l'amélioration du chenal fût assurée si la rentrée en rivière était fixée entre Denouval et Poissy.

Une commission du Conseil des Ponts et Chaussées, à laquelle le projet primitif avait été soumis, ayant posé cette question, nous avons préparé, pour y répondre, un nouveau projet, sur les bases suivantes qui nous avaient été indiquées :

Réduire la dérivation projetée à la longueur nécessaire pour avoir une bonne rentrée en rivière ; améliorer la traversée et les abords du pont de Poissy.

Examiner si la dérivation ne pouvait être construite sans levées insubmersibles et sans écluse de garde.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

avons également à satisfaire à d'autres conditions au système de fondations, nous en donnerons ci-après le détail.

Le projet présenté ayant paru satisfaire aux conditions, tout en réalisant une notable économie, l'Administration a approuvé l'exécution par une décision du 15 novembre 1878.

La longueur de la dérivation projetée était réduite à 1,70; son origine restait placée entre le coteau et le pont de Denouval, la rentrée en rivière s'effectuait au pont de Poissy et aux abords était obtenue par des écluses (Pl. XXIII fig. 1).

Fondations. — Le projet approuvé ne comprenait donc que l'ouvrage d'art que les écluses, mais le mode de construction de ces ouvrages devait notablement différer du système primitivement projeté : dans ce système (*) les écluses devaient être fondées sur un radier général exécuté après le dragage des fouilles; on devait épauler à l'abri de batardeaux en béton construits sur le placement du parement postérieur des bajoyers de batardeaux en glaise construits sur un élargissement du radier et le long du bajoyer intermédiaire. Dans le système admis par l'Administration, on devait draguer les fouilles par épaulements à l'abri des batardeaux naturels formés par les berges en aval de la dérivation et chercher à construire toutes les fondations en maçonnerie *à sec*; mais au lieu d'un radier général, on ne faisait que, sous les buscs, des revêtements en maçonnerie, ayant pour objet non de résister aux sous-sols, mais d'empêcher les affouillements.

Ce système a eu, à Carrières-sous-Poissy, un succès complet, et l'expérience des nombreuses fondations

noire à l'appui du projet de la dérivation de Poissy (M. Chézy, 8 et suiv.).

exécutées à sec par épuisements au canal de l'Est engage, lorsqu'on ne descend pas à plus de 4 à 5 mètres sous le niveau des eaux, a en faire une application étendue.

Sur la Seine, au contraire, à cause de la grande profondeur des ouvrages, le système des fondations par épuisements n'a pas généralement pu être appliqué; il y a donc un grand intérêt à analyser les circonstances favorables qui se sont rencontrées à Carrières.

La suppression du radier général est une question corrélative du mode de fondations et doit être discutée en même temps. Le diagramme de la planche XXIV, figure 9, donne le profil en travers moyen des sondages à l'emplacement des écluses de Carrières et des coupes du terrain relevées pendant l'exécution.

Il en résulte que toutes les couches traversées presque jusqu'au niveau des fondations des bajoyers étaient argileuses ou argilo-sableuses et par suite d'une perméabilité moyenne; d'autre part l'orientation de la couche des argiles grises et noires très compactes qui se relevaient du côté de la Seine paraissait annoncer que le lit du fleuve devait être très peu perméable, et en fait, même après le percement de la couche des argiles noires, les eaux ont toujours été plus abondantes du côté du coteau que du côté de la rivière, et la couche de sable et gros graviers, *comprise entre deux couches argileuses*, n'a pas été très fortement alimentée, comme on le verra plus loin, page 285.

On remarquera que, dans cette région, et il en est de même jusqu'à Poissy, nos sondages, poursuivis jusqu'au-dessous du niveau moyen de la mer, n'ont pas rencontré la craie, mais seulement les argiles plastiques à l'attitude — 0,44, ce qui excluait la possibilité de faire dans cette partie de la vallée des fondations descendues jusqu'au solide.

Il y avait lieu dès lors d'examiner les conséquences qu'entraînerait la suppression du radier général destiné à résister aux sous-pressions, ainsi qu'elle résultait de la

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

un ministérielle du 9 novembre 1878, qui le rem-
place par un simple revêtement, de nature à empêcher
sassements dans l'intérieur des sas, traversé par des
têtes pour le passage des sources. À ce point de vue le
cas des deux écluses accolées modifie les conditions
auxquelles se présente d'ordinaire la question des
sas. Pour une écluse unique en dérivation on ad-
mettait que les têtes seules forment retenue d'eau;
mais dans le cas des sas, qu'elles soient inclinées ou verticales, se
par des remblais au terrain naturel et les infiltrations
peuvent s'y produire pendant les sassements ne sont
pas inutiles, ni dangereuses, pourvu qu'elles soient arrêtées
à l'aval de chaque tête.

Si au contraire deux écluses accolées sont réunies par un
sas commun qui forme retenue toutes les fois que l'un
des sas est plein; l'action des eaux doit donc être envisagée
à un double point de vue sur un semblable bajeur :
si le terrain au droit du sas est très perméable, le débit
des sources pourra être tel que l'écluse ait de la peine à
se vider complètement, il faudra soit augmenter les ori-
fices de vidange, soit renforcer les appareils de manœuvre
pour fonctionner avec une certaine chute;
si la perméabilité du terrain est telle qu'il puisse se
produire à chaque sassement un mouvement d'eau sous
pression, tout à fait comparable à ce point de vue à une
digue de barrage, et si en même temps le sol de fondation
est affouillable, les passages d'eau pourront déterminer
des fuites dans le sous-sol et compromettre la
solidité de l'ouvrage.

Les moyens s'emploient en pareil cas contre les filtra-
tions que les sassements tendent à produire de l'amont à
l'aval, soit par le sous-sol, soit un élargissement de la base
de fondations qui a l'avantage de diminuer la charge que
pèse le terrain, soit l'établissement d'une ligne continue
de pieux et de palplanches. Le premier système a été admis

dans le projet de la dérivation de Carrières, et il n'a pas paru en exécution qu'il y eût à changer ces dispositions : la perméabilité du sol n'était pas excessive et le mélange de sable et de gros graviers dont il se composait était tel que les pieux et surtout les palplanches s'y battaient fort mal ; on n'aurait donc pu obtenir une ligne réellement jointive, et le supplément de sécurité qu'on aurait pu espérer d'une enceinte continue n'aurait pas compensé les retards et les dépenses qu'elle aurait entraînés.

La coupe du terrain montre d'ailleurs que sous la maçonnerie de revêtement du sas se trouve une couche argileuse peu favorable aux filtrations dont le passage se trouve dès lors limité presque exclusivement aux événements qu'il a été nécessaire de ménager pour empêcher les sources de fond de soulever le radier.

Le croquis montre la coupe moyenne du bajoyer commun et de ses fondations (Pl. XXV, *fig.* 13).

Il ne doit pas être considéré comme un type en ce qui concerne l'empattement du côté du sas qui a été augmenté par suite de circonstances locales résultant du passage d'une rigole d'écoulement des eaux d'épuisements ; il aurait mieux valu que ce supplément de largeur fût reporté vers le dehors, où le profil normal se trouve d'ailleurs élargi sur plusieurs points, en aval de la petite écluse jusqu'à la limite de l'arrière-radier, et auprès de la tête aval, au droit du para fouille.

Quant à la coupe du bajoyer de terre, elle a été la suivante (Pl. XXV, *fig.* 14) ; l'empattement qu'il présente est mieux justifié, puisque pour ce bajoyer, les pressions agissent vers l'intérieur du sas.

Les épaisseurs moyennes de bajoyers qui résultent de ces profils sont : pour le bajoyer central 3^m,50 soit 43,6 p. 100 de la hauteur, et pour le bajoyer de rive 2^m,85 soit 39,8 p. 100 de la hauteur.

Ces proportions sont certainement larges au point de vue

des bajoyers eux-mêmes; elles ont surtout pour but de ne pas trop charger le sol de fondation en élargissant la base des murs (*); c'est cette condition beaucoup plus importante que la pression sur les maçonneries elles-mêmes. Dans ce cas, il faut indiquer le meilleur profil à adopter; il doit être d'autant plus grand que la résistance du sol est moins élevée, et lorsque celle-ci est médiocre, une courbe serait nécessaire pour que la résultante des pressions ne s'écartât pas notablement du centre de la base.

Les calculs de résistance ont été faits en suivant près la méthode indiquée par M. l'Ingénieur Lagrené dans sa *Note sur la poussée des terres* (1881, 2^e sem., p. 441); nous les présentons sous la forme adoptée dans cette Note; seulement, pour les calculs, et en l'absence de toute donnée particulière sur la nature des terres qui pourraient être employées, nous avons admis que le bajoyer de terre se comporterait comme un mur supportant une charge d'eau, en supposant :

1^o Que la poussée des terres sur un plan vertical à la direction du mur serait seulement égale à la charge d'eau de même hauteur;

2^o Que la composante verticale de la poussée inclinée du mur aurait pour valeur le poids du volume d'eau multiplié par 1,75, valeur moyenne pour les densités du remblai et de l'eau;

3^o Enfin que, pour tenir compte des liaisons entre le radier et les bajoyers, les pressions ou poussées seraient considérées seulement au-dessus du niveau du

(*) Le projet de la dérivation de Poissy avait été présenté avec une largeur à la base de 5^m,25 pour le bajoyer central et une largeur à la base de 5^m,5 pour les bajoyers latéraux; l'exécution qu'il a été décidé que les fruits seraient portés à 6^m,25 à la base à 4 mètres.

(**) En cas de décollement entre les deux massifs, cette hypothèse ne se réaliserait pas; il vaudrait donc mieux calculer le bajoyer comme indépendant, sauf à lui donner cependant avec le radier et avec les liaisons nécessaires.

Cela posé, en appelant :

$P_{(h)}$ et $P_{(v)}$ les composantes horizontale et verticale de la poussée des terres;

$P'_{(h)}$ et $P'_{(v)}$ les composantes de la contrepression, en supposant une certaine hauteur d'eau dans le sas;

π et π' les poids des maçonneries au-dessus et au-dessous des fondations, leur poids par mètre cube étant π_1 ;

h et h' les hauteurs respectives du mur et de l'eau d'aval au-dessus des fondations;

δ le rapport entre les densités des remblais et de l'eau;

μ le rapport entre la poussée d'un remblai d'une hauteur déterminée et la pression d'une égale hauteur d'eau; et en donnant aux dimensions du mur les désignations indiquées sur la figure 15, planche XXV;

Les formules générales pour le calcul de la pression sur le sol de fondation prennent la forme suivante.

Les composantes des poussées ont pour valeurs :

$$P_{(h)} = \mu \frac{h^2}{2},$$

$$P_{(v)} = \delta \frac{hx}{2},$$

$$P'_{(h)} = \frac{h'^2}{2},$$

$$P'_{(v)} = \frac{h'y}{2},$$

$$\text{et on a } y' = y \frac{h'}{h}.$$

On a d'ailleurs :

$$\pi = \pi_1 \left(\frac{2a + x + y}{2} \right) h.$$

$$\pi' = \pi_1 kl.$$

Les moments par rapport au point B, en donnant le signe — au moment de la poussée $P_{(h)}$, seront égaux à :

$$- m' P_{(h)} = - \mu \frac{h^2}{2} \left(\frac{h}{3} + k \right)$$

$$m' P_{(v)} = \delta \frac{hx}{2} \left(a + y + \frac{2}{3}x + b \right)$$

$$m' \pi = \pi_1 \left\{ \begin{array}{l} \frac{hy}{2} \left(\frac{2}{3}y + b \right) \\ + ah \left(y + \frac{a}{2} + b \right) \\ + \frac{hx}{2} \left(y + a + \frac{x}{3} + b \right) \end{array} \right.$$

$$m' \pi' = \pi_1 k L \times \frac{L}{2}$$

$$m' P'_{(v)} = \frac{h'y'}{2} \left(\frac{y'}{3} + b \right)$$

$$m' P'_{(h)} = \frac{h'^2}{2} \left(\frac{h'}{3} + k \right).$$

Si on désigne par R la résultante des forces qui agissent sur le système et par d la distance de cette résultante au point B , on aura :

$$Rd = m' P_{(v)} + m' \pi + m' \pi' + m' P'_{(v)} + m' P'_{(h)} - m' P_{(h)}.$$

La pression dans les environs du point B sera égale à

$$\frac{2}{3} \frac{(\pi + \pi' + P_{(v)} + P'_{(v)})^2}{Rd}.$$

Si on a pris pour unité de poids la tonne, cette pression sera exprimée en tonnes par mètre carré.

Il est facile de passer de cette formule générale à celles qui ont été employées dans les différents cas, et qu'il est sans intérêt de transcrire.

Pour le calcul des bajoyers de terre, on a fait $\mu = 0,85$, maximum calculé par M. de Lagrené (*Annales* 1881, 2^e sem., p. 455).

$\delta = 1,75$, poids moyen des terres végétales.

Pour calculer la pression à la base du mur, on a va $K = 0$, $b = 0$, $\pi' = 0$.

Pour le calcul du bajoyer intermédiaire, on a $\mu = 1,00$, le mur ne supportant qu'une charge d'eau; $\delta = 1$ et à cause de la symétrie du bajoyer, $x = y$.

Le poids des maçonneries par mètre cube est $\pi = 2^T$.

Les pressions à la base du mur et sur le sol de fondation ont été calculées dans deux hypothèses : on a supposé d'abord le mur chargé sur toute sa hauteur, avec une contrepression égale à la moitié de cette hauteur; on a ensuite supposé la contrepression nulle. Examinons ces deux hypothèses au point de vue de la pratique : pour le bajoyer intermédiaire, on ne peut évidemment supposer que pratiquement on ait à supporter une charge sensiblement supérieure à la chute maxima des biefs d'amont et d'aval; or cette chute, qui doit ultérieurement être réduite à $2^m,84$ par l'exhaussement de la retenue de Meulan, peut actuellement atteindre $3^m,84$; cette chute n'existe, il est vrai, qu'en étiage, mais on peut admettre le cas où le sas serait épuisé pendant une crue qui, sans atteindre le couronnement, dépasserait sensiblement l'étiage d'aval. Donc, pour le bajoyer intermédiaire, les calculs faits avec la contrepression de 4 mètres correspondent à une limite qui ne sera pas pratiquement dépassée.

Pour les bajoyers de terre, au contraire, on peut admettre que, le mur supportant sa charge complète de remblais, le sas soit épuisé, et par conséquent, il est prudent de ne pas compter entièrement sur la contrepression, bien que les dispositions adoptées pour les têtes permettent de les épuiser isolément.

Les résultats des calculs sont les suivants :

Pressions *maxima* en kilogrammes par centimètre carré :

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

			BAJOYER intermédiaire (pression d'eau)	BAJOYER de terre (poussée des terres)
			k.	h.
hypothèse	$A = 8^m,00$	Pression sur le socle du mur.	5 00	4 31
contrepression)	$A' = 4^m,00$	Pression sur le sol de fonda- tion à 3 ^m ,50 en contrebas du socle.	5 40	4 50
hypothèse	$A = 8^m,00$	Pression sur le socle du mur.	6 00	5 54
contrepression)	$A' = 0$	Pression sur le sol de fonda- tion.	8 10	6 62

et certain qu'en service courant la pression sur le fondation n'atteindra jamais 5^k,40 par centimètre les liaisons avec les sections renforcées des têtes t, en effet, diminuer notablement la valeur réelle de sion maxima au-dessous de la valeur calculée. point sur lequel il est intéressant d'appeler l'attention sion de ces calculs est l'importance du fruit, même donné aux profils des murs.

prenant pour le bajoyer intermédiaire un profil d'éction à parements verticaux, on aurait pour valeur ession maxima par centimètre carré :

le socle du mur. 8^k,9 au lieu de 5 kilogrammes;
sol de fondation. 7^k,6 — 5^k,40.

maçonneries des têtes n'ont donné lieu à aucun cal- cial de résistance, car il a été facile de reconnaître s dimensions adoptées pour loger les aqueducs de ssage et de vidange étaient largement suffisantes pour stance.

Arches des écluses. — En dehors des écluses, les dispo- du projet approuvé n'ont pas différé des proposi- aites dans le projet de la dérivation de Poissy. argeur au plafond a été fixée à 25 mètres, fort utile

pour faciliter le croisement des convois aux abords des écluses.

La profondeur de 4^m,20 sous la retenue d'amont a pour but de permettre de couler les barrages dès que la pente superficielle est suffisante pour donner sans retenue 3^m,20 de profondeur au-dessus des hauts fonds du bief d'amont, et pour tenir compte, en outre, des chances d'envasement après les crues.

L'inclinaison des talus a été fixée à deux de base pour un de hauteur; la nature argilo-sableuse des alluvions rencontrées, dans lesquelles des veines de sable offrent de distance en distance des chances plus ou moins sérieuses d'éboulement, et la hauteur totale des berges qui, entre le plafond et le chemin de halage, mesure plus de 6 mètres, justifie pleinement cette proportion. On a discuté (*), à la fois au point de vue du prix et des améliorations d'avenir, l'adoption d'un profil à 45 degrés entièrement perreyé; à ces deux points de vue, le système adopté a paru préférable; nous croyons que l'expérience ratifie absolument cette opinion.

La décision ministérielle du 9 novembre 1878 avait réservé la question de défense des talus, en considérant qu'elle serait mieux traitée pendant l'exécution d'après la nature des terrains rencontrés.

Le terrain étant généralement sableux au niveau de la flottaison, nous avons repris en cours d'exécution la proposition faite par notre prédécesseur (*) et consistant à construire un perré à pierres sèches de 0^m,30 d'épaisseur sur 1 mètre en contrebas et 0^m,60 en contrehaut de la retenue avec banquettes de 0^m,50 au niveau normal (Pl. XXIV, fig. 7).

Ce perré est appuyé sur une risberme composée de

(*) *Mémoire à l'appui du projet de la dérivation de Poissy*, p. 7 (M. Cheysson).

MÉMOIRES ET DOCUMENT

1 chène soutenant une longrine
• les mouvements qui pourraient
par suite de la corrosion du pi
perré a été construite avec u
e que la risberme en charpen
banquette en terre.

l'exécution, ce système a don
terrain inférieur avait été au
périeures, il aurait fallu augm
sions des bois et probablem
à mortier les premières assis
fils-types de la dérivation ont
s spéciaux en trois points :
nt, il fallait permettre aux ba
nés par le courant lorsque le b
t, de venir s'appuyer à la ri
par des enrochements ; c'est
s perrés sur une ligne de pieu
niveau de la retenue (Pl. XXIV
nt et en aval des écluses,
produits par les manœuvres de
pour raccorder le talus norma
45° le long des murs en re
mètres de longueur des perrés
esure que leur inclinaison au
mètres des têtes et s'appuya
ngueur, sur des avant et arrière

l, les dimensions adoptées d
me des minima ; des affoui
n aval de l'arrière-radier maç
ar des enrochements.

EXÉCUTION DES TRAVAUX.

Les travaux de la dérivation de Carrières-sous-Poissy ont été adjugés le 7 janvier 1879; les terrains ayant été livrés à l'entrepreneur peu de temps après, les terrassements ont commencé au printemps.

On se proposait d'exécuter dans la première campagne les fondations des écluses, pour les terminer dans la campagne suivante et de creuser en même temps la dérivation, de manière à n'avoir plus dans la troisième campagne que des travaux d'enlèvement de batardeau et de parachèvement à exécuter pour livrer les ouvrages à la navigation.

Ce programme a pu être rempli grâce à l'activité déployée dans l'organisation des chantiers de l'entreprise, malgré des circonstances peu favorables, car on a traversé l'hiver rigoureux de 1879-1880 suivi de la débacle du mois de janvier 1880, et les crues nombreuses de l'hiver 1880-1881; pendant ces périodes les travaux ont dû être suspendus à plusieurs reprises, et cependant les écluses ont pu être livrées à la circulation en juillet 1881.

§ 1. *Terrassements.* — Le cube de terrassements à effectuer pour les fondations des écluses, y compris les rampes d'accès pour les transports de déblais et le service des matériaux atteignait 100 000 mètres cubes; les déblais de la dérivation comportaient en outre un cube de 295 000 mètres.

Les fouilles des écluses étaient à une distance suffisante des berges de la Seine pour pouvoir être creusées sans batardeaux en conservant simplement l'ancienne berge comme digue de défense à l'emplacement du chenal de rentrée en rivière. Aussi ont-elles pu être entreprises dès que les eaux ont commencé à se mettre en baisse, à la fin de mars 1879, bien qu'elles fussent encore à 3 mètres au-dessus de l'étiage.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

Les fouilles ont duré six mois et demi, jusqu'au milieu du mois d'août 1879, mais les maçonneries ont pu commencer le 1^{er} mois d'août.

La production mensuelle des terrassements des fouilles a atteint en juillet son maximum de 27 000 mètres cubes. Les moyens employés ont consisté :

A décaper la surface supérieure des terrassements, qui était très irrégulière par la présence d'une noue, au moyen de wagons, sur une hauteur de 2 mètres environ;

A enlever à l'excavateur la couche suivante de 4^m,50 d'épaisseur;

A terminer l'approfondissement sur 4 mètres en moyenne d'épaisseur, au moyen de deux installations spéciales de grue et de monte-charge, auxquelles on a ajouté, pour gagner du temps, un service de wagons descendant les fouilles au moyen de plusieurs rebroussements de rampes de 0^m,025 par mètre.

L'importance relative de ces divers chantiers au point de vue du résultat à obtenir résulte des chiffres suivants :

Pendant six mois, d'avril à septembre inclus, les cubes de terrassements produits ont été de :

Wagons au-dessus de la plate-forme de l'excavateur.	21 000
Excavateur.	42 500
Grue.	15 500
Monte-charge.	7 700
Wagons dans les fouilles.	10 800
	<hr/>
	97 500

Quant à leur production journalière, ces divers modes d'exécution des terrassements doivent se classer dans l'ordre suivant :

Excavateur. — L'excavateur employé était du type Corbion de 40 tonnes, porté sur trois rails; l'élinde permet d'exploiter une hauteur d'attaque de 4^m,50 à 5 mètres;

il était desservi par deux trains de 14 wagons d'une capacité de 3 mètres cubes, traînés chacun par une locomotive de 15 tonnes; chaque locomotive restait constamment attelée à son train et servait pendant le chargement à diriger successivement chaque wagon sous le couloir de l'excavateur.

Cet engin a servi d'abord au creusement d'une partie des fouilles de l'écluse, ensuite à l'exécution de la dérivation.

Par heure de travail effectif, dans les fouilles de l'écluse, le rendement moyen a été de 66 mètres cubes, le rendement maximum de 89 mètres cubes.

Dans la dérivation le rendement moyen a atteint de 75 à 80 mètres cubes; le maximum 100 mètres cubes (*).

Les circonstances qui ont de l'influence sur la production d'un chantier à l'excavateur, organisé comme nous l'avons indiqué, c'est-à-dire desservi par des machines, sont :

La nature du terrain au point de vue soit du déblai, soit du remblai;

La longueur et le cube de la fouille.

Les excavateurs, d'après les premières applications qui en ont été faites, sont spécialement destinés à l'extraction des sables et graviers; leur emploi se généralise pour l'exploitation des ballastières, et y produit le maximum de leur rendement, même lorsque l'extraction a lieu en partie sous l'eau.

Dans les alluvions plus ou moins argileuses de la vallée de la Seine, l'excavateur sous l'eau ne produirait pas de bons résultats, les parties de sables fins ou d'argiles molles seraient délayées et s'échapperaient des godets; la décharge

(*) Ces chiffres tiennent compte des temps perdus pour installations, ripages, accidents, etc.; ce sont des chiffres au moyen desquels on peut pratiquement calculer le rendement par mois pour des travaux analogues.

deviendrait difficile et le rendement s' trop faible.

Si cette nature de terrains se grande homogénéité, les difficultés pourraient disparaître, moyennant un ayant pour objet de rendre les déblais pourrait-on, en mettant des portes au même les vases délayées du fond.

Les conditions dans lesquelles nous n'ont pas permis de chercher une s car à côté de sables plus ou moins molles, se trouvaient des argiles ce peu susceptibles d'être délayées.

Pour satisfaire à ces conditions compl nécessaire :

1° D'opérer absolument à sec, en wagons ou de la grue avant la mise vateur une rigole à un niveau inférieur de sa passe;

2° De ralentir la marche de la machine par le fait de sources retenues à un veines argileuses les terres se maintendaient à se délayer.

Ce dernier fait, ainsi que l'insuffisance des passes, a surtout contribué à retarder dans la fouille des écluses. En toutes passes sont longues et moins souvent place, ce qui donne aux terres délayées sécher.

Dans la dérivation, surtout lorsque humide, une autre difficulté se présente veines argileuses; des terres assez charger facilement conservaient assez blai pour rendre les ripages de vagues produire des glissements par masses

l'étendue du dépôt des remblais a une importance capitale pour permettre de ne pas décharger trop souvent à la même place.

Les conclusions à tirer de ces remarques sont que les excavateurs, pour bien fonctionner dans des terres argilo-sableuses doivent être complètement hors d'eau, travailler par passes de 2 à 300 mètres de long et disposer d'une décharge étendue relevée de 4 à 5 mètres au-dessus du sol au moyen de terres sèches.

Il est en outre fort utile qu'en vue des terres argileuses collantes, l'arbre de l'excavateur soit muni d'une pelle à curer les godets que M. Louis Vasset a décrite dans les *Annales des Travaux Publics*, n° 7, page 128, et qu'il a adaptée à l'excavateur de Carrières-sous-Poissy, pour en faciliter le déchargement.

Dans ces conditions, on fera avec deux locomotives 25 à 30 000 mètres cubes de terrassements par mois, pourvu que les distances réelles de transport du déblai au dépôt ne dépassent pas 1 500 mètres en moyenne avec rampes de 0^m,01 au maximum; ces chiffres, avec le même engin, pourraient être augmentés de moitié si on disposait d'une troisième locomotive et d'une installation de voie qui permit d'aborder l'excavateur par les deux extrémités de la passe et qui réduisit les temps perdus pour manœuvres de wagons.

Mais on ne pourrait faire utilement cette dépense supplémentaire d'installation que si on avait au moins 200 000 mètres cubes de terrassements à enlever à l'excavateur en une campagne.

2° *Wagons*. — Les chantiers aux wagons employaient des trains de 12 à 14 wagons, cubant de 2^m,50 à 3 mètres, avec la voie de 1^m,10; la production moyenne de ces chantiers a varié de 30 à 35 mètres cubes par heure.

3° *Grue*. — La grue employée pour les terrassements du fond des fouilles pesait environ 20 tonnes; elle avait une

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

50 et une puissance de 2 500 à 3 000 kilowatts enlevait des bennes à clapet d'un mètre sur des trucs; la grue versait le produit des bennes des wagons, soit directement au remblai. Les machines locales n'ont pas permis de relier les bennes par des aiguilles aboutissant à une voie pour la grue; on a dû employer des plaques tournantes; les manœuvres ont été nécessairement lentes. La production par heure a été dans les fouilles de 100 à 150 mètres.

En exploitation on a obtenu une moyenne de 14 mètres par heure, maximum de 18 à 20 mètres.

La puissance de cet engin est donc assez faible; mais elle est suffisante pour terminer les réglemens de fouilles et

Charge. — Les conditions de fonctionnement de cet engin sont tout à fait analogues et les mêmes s'y appliquent; le seul avantage qu'ils présentent est de permettre, au moyen d'échafaudages, d'utiliser une locomobile en un treuil à vapeur, au lieu d'un matériel courant des entreprises.

Le treuil employé à Carrières se composait d'un chariot monté sur une charpente assez élevée pour permettre le passage des wagons par-dessous; sur le plan incliné du chariot se trouvait un chariot qui porte en son milieu une poulie par laquelle passe la chaîne de suspension des bennes. À l'autre extrémité, la chaîne passe sur le tambour de la machine à vapeur; lorsqu'elle se déroule, le chariot se déplace à l'extrémité du plan incliné et s'attache par ses crochets aux montants de la charpente contre lesquels la chaîne continue à se dérouler et la benne descend au fond de la fouille. Lorsque la benne arrive au fond, la traverse placée sur la chaîne fait déclencher le chariot qui remonte le plan incliné en portant la benne jusqu'au-dessus des wagons.

Il est très utile pour l'économie de la force motrice d'avoir une double installation dans laquelle une benne vide qui descend fait équilibre au poids mort de la benne pleine qui remonte; dans ces conditions, le rendement est tout à fait analogue à celui de la grue; il est également limité par le fonctionnement intermittent de l'appareil, surtout s'il y a des plaques tournantes dans la fouille pour placer les trucs sous la chaîne du monte-charge.

Il aurait été certainement plus avantageux, si les circonstances locales l'avaient permis, de descendre au fond avec un double plan incliné à $0^m,07$ ou $0^m,08$ de pente par mètre, sur lequel les wagons pleins auraient été remontés par une machine fixe, en utilisant en partie le poids des wagons vides en descente; mais il aurait fallu pour ce service avoir des wagons de $1^m,50$ à 2 mètres de capacité pour la commodité des transports au fond qui, à cause de l'humidité du sol, devaient se faire à bras d'hommes.

§ 2. *Épuisements.* — Comme nous l'avons dit, les fouilles ont été exécutées par épuisements; les eaux étant hautes au début, on peut évaluer aux trois quarts du cube total soit à environ 75 000 mètres, le cube extrait en contrebas de la cote des eaux de la Seine au début.

Le matériel d'épuisements comprenait : une pompe Neut et Dumont avec tuyaux de $0^m,225$ et machine de 12 à 15 chevaux, capable d'un débit de 250 mètres cubes à l'heure pour une ascension de 7 mètres; deux pompes Neut et Dumont avec tuyaux de $0^m,28$ et machine de 25 à 30 chevaux, capables chacune d'un débit de 500 mètres cubes à l'heure, pour une ascension de 7 mètres.

Les trois machines ont rarement fonctionné ensemble, mais à cause de la hauteur des eaux en rivière et des crues qui se sont produites pendant l'été de 1879, les hauteurs d'ascension ont atteint jusqu'à 8 et 9 mètres, ce qui réduisait notablement l'effet utile de chaque appareil.

Pour produire en marche normale le débit prévu avec

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

es d'ascension, la pompe de 250 mètres cubes
aire 540 tours par minute, et celles de 500 mètres,
rs.

maintenir ces débits avec de plus grandes hauteurs
sion, il eût fallu augmenter notablement le nombre
s des pompes et par suite la vitesse des machines;
e commande directe, malgré la grande différence de
e des poulies, ce résultat est assez difficile à

idrait donc mieux, pour des installations d'épuise-
une certaine durée, avoir une transmission intermé-
En 'marche normale, la vitesse de la locomobile
; être moindre et, en cas de surcharge, il serait facile
tenir le débit en faisant faire quelques tours de
a machine.

oup d'installations d'épuisements sont faites avec
achines trop faibles ou marchant trop vite; dès
; produit une surcharge accidentelle soit dans le
oit dans la hauteur d'ascension, on est exposé à
arras.

calculer la force nécessaire pour un débit donné,
admettre que le rapport du travail en eau montée
il *évalué sur l'arbre* de la machine ne dépassera
p. 100 pour pompes avec tuyaux de moins de
t 55 p. 100 avec tuyaux de 0^m,25 à 0^m,30.

épenses de combustible peuvent être évaluées avec
othèses à environ 7 à 8 kilogrammes par *cheval*
eau montée et par heure, si les machines sont en
t.

les pompes centrifuges, l'aspiration doit être limitée
et 6 mètres; le refoulement doit toujours avoir
2 mètres de hauteur pour empêcher les rentrées
et il est plus avantageux pour les élévations
rtes d'augmenter le refoulement que l'aspiration.
s fouilles profondes, les pompes se trouvent donc

en contrebas du niveau de la rivière ; lorsqu'on a plusieurs appareils, il convient de les placer à des hauteurs différentes pour faciliter leur démontage successif lorsque les épuisements s'arrêtent, et pour permettre en cas d'accidents survenant aux enceintes de faire fonctionner les appareils les plus élevés pendant que les autres sont déjà noyés.

Le tableau suivant rend compte de l'augmentation de vitesse que doivent recevoir les pompes, suivant la hauteur totale d'élévation des eaux.

DIAMÈTRE des tuyaux à l'aspiration.	DÉBIT par heure.	NOMBRE DE TOURS PAR MINUTE.		
		Pour une hauteur d'aspiration. de refoulement. Total.	5,50 2,50 7,50	5,50 3,50 9,00
m. 0 225	m ³ 250	500	560	625
0 28	500	450	500	555

Ce qu'on peut exprimer en disant que les vitesses doivent être entre elles comme les racines carrées des hauteurs d'élévation. Inversement, si une pompe réglée pour une élévation de 7^m, 50 travaille pour une élévation de 9 mètres, sans modifier sa vitesse, le débit se réduit notablement ; il descend approximativement de 250 mètres cubes à 125 mètres cubes pour une pompe de 0^m, 225 et de 500 mètres cubes à 310 mètres cubes pour une pompe de 0^m, 28.

On voit donc quel intérêt il y a :

- 1° A pouvoir augmenter la vitesse des machines ;
- 2° Quand les circonstances le permettent à faire siphonner les tuyaux de refoulement pour réduire autant que possible la hauteur d'élévation (*).

(*) On peut objecter que le siphonnement des pompes centrifuges tend à les désamorcer par suite des rentrées d'air qui se font par les paliers ; ces rentrées

La vitesse par seconde de l'eau dans les t pompes est normalement du côté de l'as 1^m, 75 pour les pompes de 0^m, 225 et de 2^m, pompes de 0^m, 28; ces chiffres peuvent sans i être augmentés de moitié; mais c'est une convient de ne pas dépasser.

Puisards. — Au début des épuisements, veines argileuses qui se rencontraient dans le avait grand intérêt à abaisser le plan d'eau possible; pour creuser des puisards profonds et des cuvelages en tôle par anneaux successif de hauteur et de 3^m, 50 de diamètre, renfo nières; on les enfonçait au moyen d'un ct rails en déblayant à l'intérieur avec l'aide d' bras. Il convient lorsqu'on emploie ces an dernier élément ne soit pas renforcé par une base, mais par un fer méplat pour ne pas résistance à l'enfoncement.

Durée des épuisements. — Pendant la pé vement des fouilles des écluses la surface épu au fond 80 ares avec des profondeur de 6 à contrebas de la Seine; une surface de 30 dépendant de la dérivation s'y ajoutait avec deurs de 2 à 3 mètres sous la Seine. .

Dans la campagne de 1880, pendant que ments étaient repris pour continuer les ma fondations, les terrassements à l'excavateur se dans la dérivation; ils ont été prolongés a

d'air peuvent être très atténuées par des presse-étoupe bien désamorçage combattu par l'emploi d'un clapet supérieur placé et le siphon.

Si on outre on dispose d'un injecteur permettant d'amorcer prise de vapeur pratiquée sur la chaudière, le siphonnement convient; nous avons vu fonctionner des pompes centrifuge ment à plusieurs reprises dans des épuisements qui ont duré nous n'avons pas remarqué que le désamorçage fût plus f pompes que pour celles dont les tuyaux débouchaient à l'air.

ÉCLUSES DE CARRIÈRES SUR LA SEINE.

durée qu'aurait exigé la construction des maçonneries de l'eau pour permettre l'achèvement de ces terrasses et la pose des portes d'écluses qui a été faite à sec.

La différence entre le prix des terrassements à celui des dragages, et surtout la rapidité très imprimée au chantier par l'emploi continu de l'excavateur nous paraissent compenser largement les sacrifices faits pour les épaissements (voir p. 304).

Il a été employé en deux campagnes 572 jours de pompe de 500 mètres cubes et 179 journées de 250 mètres cubes.

§ 3. *Maçonneries.* — L'installation du chantier de maçonneries comprenait :

1° Un port de débarquement des matériaux avec passerelle en charpente et grue fixe;

2° Un plan incliné double avec 0^m,09 de pente par mètre destiné à la descente des matériaux et notamment de la pierre de taille au fond des fouilles; ce plan n'est pas automoteur; c'est-à-dire qu'à cause de la longueur de chaîne résultant de la profondeur de la fouille, les wagons pleins ne suffisait pas à remonter les vides.

Dans le cas particulier, on avait adopté cette inclinaison pour pouvoir se servir de ce plan incliné pour remonter les déblais au moyen d'une machine fixe; il eût mieux valu, au point de vue du service de matériaux, avoir une inclinaison un peu plus raide.

La fabrication du mortier se faisait sur un appontement établi en saillie et vers le milieu du talus gauche de la fouille, au moyen de deux tonneaux malaxeurs actionnés par une locomobile de huit à dix chevaux-vapeur.

Le mortier était conduit dans des wagonnets placés sur un niveau inférieur à celui de l'appontement et roulant sur un pont de service transversal; diverses voies longitudinales étaient établies d'abord au fond des fouilles et ensuite sur le

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

partissaient à pied d'œuvre. Ce système évitait autant possible la main-d'œuvre et réduisait au minimum la valeur des transports à dos d'hommes sur les oiseaux. 3 installations ont suffi pour l'établissement des fondations et des premières assises; mais à partir d'une hauteur 3 mètres au-dessus du radier, il a fallu des appareils de levage pour monter une partie des matériaux et des appareils de bardage pour transporter les autres à travers la fouille.

Le service de la tête amont devait se faire par le haut des poutres; on y a employé un pont de service très léger consistant en deux poutres droites portées sur six palées éventrées extérieurement et entretoisées à un niveau

bas pour permettre le passage des matériaux suspendus au moyen d'un chariot roulant supérieur et mobile 50 centimètres au-dessus du sol jusqu'au-dessus de la voie de circulation qui longeait la fouille; c'était une bonne installation d'établissement très simple, peu coûteuse et d'un usage

facile. À l'aval, on désirait prolonger le service par les voies latérales inclinées, et on a établi entre elles une grue roulante en charpente; nous croyons qu'une installation analogue à celle d'amont eût été préférable.

On s'est également servi, pour le bardage des pierres de la tête amont, du pont de service qui supportait les voies de distribution du mortier.

Pour les moellons de parement, on a employé des câbles d'acier en acier de 12 millimètres de diamètre, pesant 10 kilogrammes le mètre, tendus en travers de la fouille; sur ces câbles roulaient des poulies portant des tenailles pour suspendre les moellons; ces câbles étaient accouplés et le poids d'un moellon faisait remonter la tenaille vide; les câbles étaient distants d'environ 40 mètres; à leur arrivée sur les bords, les moellons étaient repris sur des civières jusqu'à pied d'œuvre.

La production du chantier en maçonneries de toute nature, dans les mois de travail de 1879 et de 1880, a varié de 3 500 à 4 000 mètres cubes par mois.

Les matériaux prévus pour la construction de ces maçonneries étaient : les moellons de Tessancourt et la brique pour les parements, les pierres de taille de Tessancourt ou de Lérrouville.

A la suite de propositions faites par l'entrepreneur dans les conditions de l'article 20 des clauses et conditions générales, on a admis pour les parements de radier des moellons de roche de Saint-Leu, et en élévation des moellons smillés de Château-Landon ; la pierre de taille a été entièrement tirée de Lérrouville, sauf le couronnement, qui, moyennant l'allocation d'un prix spécial, a été fourni en pierres de Château-Landon.

Il eût été utile d'employer cette pierre dans les musoirs et dans les angles saillants exposés le plus directement au frottement des bateaux ; cette précaution, adoptée pour d'autres écluses, eût dispensé de recourir aux armatures en fer qui pourront devenir nécessaires lorsque les frottements auront rongé la pierre de Lérrouville.

Les mortiers se composaient de gros sables provenant de dragages et de chaux du Teil ; les expériences décrites dans une note insérée aux *Annales* (1881, 2^e sem., p. 397 et suiv.) ont conduit à ne pas descendre, à cause des vides du sable, au-dessous du dosage de 350 kilogrammes de chaux du Teil pour 0^m,975 de sable.

Les mortiers fabriqués au malaxeur à vapeur ont donné une résistance moyenne à la traction de 1^k,06 par centimètre carré au bout de quinze jours et de 1^k,39 au bout de vingt jours.

Le ciment de Portland a été employé dans les mortiers pour les maçonneries et enduits des aqueducs de remplissage et de vidange ; le dosage était de 550 kilogrammes de ciment pour 0^m,95 de sable ; on a posé au moyen de coulis

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

nent par les pierres de taille de sujétion, telles que
iscs et les parties de couronnement qui servent à la
nsion des portes.

DÉTAILS D'EXÉCUTION DES ÉCLUSES.

Les dessins indiquent les dispositions d'ensemble des
es et dispensent d'une description détaillée; nous
ns seulement devoir signaler quelques détails de
ruction qui se rapportent aux points suivants :
ousses pour batardeaux destinées à l'épuisement des

sards de pompes ;

natures des buscs ;

natures des faux buscs ;

pareil de guidage de la chaîne de touage.

Coulisses pour batardeaux. — A cause des dimensions
cluses, on a admis que les têtes devaient pouvoir être
ées isolément, et on a disposé de chaque côté un
e rang de coulisses de 0^m,35 sur 0^m,35 destinées à
oir des poutrelles; mais la portée de ces poutrelles,
et 12 mètres, ne permettait pas de compter sur leur
ance sans points d'appui intermédiaires. Il a donc été
qu'à l'intérieur de l'emplacement des batardeaux on
gerait des évidements dans le radier, au centre de
s spéciales, de manière à y trouver le point d'appui
ontants destinés à soulager les poutrelles inférieures.
évidements sont ménagés dans l'écluse de 12 mètres;
il au milieu de l'écluse de 8^m,20 (Pl. XXIII, *fig. 2*).
is un autre ouvrage semblable, à Bougival, ce dispo-
permis d'établir un batardeau exclusivement en bois
'écluse de 8^m,20 dans les conditions suivantes : des
elles en bois demi-équarri ayant été employées, on les
blées, autant pour répartir les pressions que pour
uer les joints, de palplanches verticales jointives; du
pposé un montant de 0^m,35 sur 0^m,35 a été dressé

dans l'évidement du radier; il a été maintenu à la partie supérieure au moyen d'un fort étrier ajusté avec des coins en fer pour reporter la pression transmise par le montant à une forte poutre coincée dans la seconde coulisse. En ajoutant des bâches pour étancher ce batardeau, on a pu supporter une pression de 3^m,50 à 4 mètres d'eau. L'avantage de ces dispositions consiste à permettre l'usage de bois du commerce imparfaitement équarris, et à obtenir une construction et une démolition rapides du batardeau, tandis que l'emploi de la terre qui doit ensuite s'extraire au moyen de dragues à bras, est soumis à des lenteurs inévitables.

Puisards de pompes. — Pour faciliter l'épuisement de chaque tête on a ménagé, en amont de la chambre des portes, des puisards destinés à recevoir les crépines de pompes.

Ces puisards cubiques de 0^m,40 de côté seraient peut-être un peu petits si on avait à employer, par suite de fuites dans les batardeaux, une pompe à vapeur; mais ils ont rendu des services pendant les épuisements généraux en permettant d'y réunir, lors de la pose des portes, toutes les eaux d'infiltrations et, par suite, de mettre entièrement à sec les chambres des portes.

Armatures des buscs. — Les écluses anciennes de la Seine ont éprouvé, à diverses époques, des avaries résultant de ce que, la partie du radier inférieure au busc ayant été traversée par les eaux, la sous-pression a agi sur les claveaux du busc, en tendant à les soulever. Pour combattre cette chance d'accident, nous avons noyé dans les radiers de la grande écluse huit ancres verticales de 30 millimètres de diamètre et de 2^m,20 à 2^m,80 de longueur assemblées à la partie inférieure sur des disques en fonte et reliées à la partie supérieure par des fers en U encastrés dans les claveaux des buscs (Pl. XXV, fig. 10 et 21).

Il serait peut-être utile, pour les écluses analogues pré-

sentant un bajoyer en rivière, de placer des chainages dans le sens horizontal sous le busc d'aval pour résister à la butée des portes; sans aucun doute, le massif de maçonnerie du bajoyer central, tête aval, est largement suffisant pour résister seul à la butée, si on le considère comme un monolithe; mais lors de la mise en service, les maçonneries peuvent n'être pas très anciennes et n'avoir pas encore acquis toute leur cohésion; c'est pour les soulager pendant cette période, que des armatures en fer pourraient être ajoutées.

Armatures des faux buscs. — Les écluses de la Seine sont exposées à une cause de destruction spéciale et continue : c'est le passage de la chaîne de touage.

Depuis qu'il a été reconnu que le moyen le plus pratique de faire franchir les écluses par les trains toués consistait à laisser passer la chaîne dans une fenêtre ménagée entre les deux portes, les faux buscs des écluses ont été soumis, à chaque passage d'un train toué, au frottement longitudinal de la chaîne aux environs de la pointe du busc; puis lorsqu'on referme les portes après le passage d'un train, la chaîne est poussée transversalement au busc, jusqu'à ce qu'elle ait repris sa position dans l'axe de l'écluse.

L'observation des effets de ces frottements réitérés sur les anciens ouvrages a conduit aux dispositions suivantes, ayant pour objet :

1° De relier solidement le faux busc aux claveaux du busc ;

2° D'armer l'angle du faux busc contre les frottements transversaux.

3° De défendre surtout la pointe du faux busc et l'angle du mur de chute d'amont contre les frottements longitudinaux de la chaîne de touage (Pl. XXV, *fig.* 10 et 16-20).

Pour la liaison du faux busc avec les maçonneries, on a employé des boulons verticaux de 30 millimètres traversant entièrement les claveaux du busc, et terminés au-

dessous par un œil avec une traverse en fer; les écrous de ces boulons sont en bronze, pour pouvoir se démonter sous l'eau sans craindre la rouille.

L'angle du faux busc est défendu par des fers du type des rails de tramway; dans ces fers, un des angles présente une surépaisseur qui est avantageuse dans l'espèce puisque c'est là qu'ont lieu les frottements; la gorge permet de noyer les têtes de boulons et de ne laisser subsister aucune saillie dans le plan vertical.

Quant à la pointe du faux busc, elle est protégée par une pièce de forge spéciale, simplement fixée par de gros tirefonds sur les deux pièces de bois, pour pouvoir être démontée au scaphandre, en cas d'avarie.

Dans un autre ouvrage, cette armature a été faite en acier fondu, ce qui a permis, sans augmentation de prix bien sensible, d'y ménager des évidements au moyen desquels l'armature se trouve assemblée par deux boulons verticaux de scellement, qui traversent les pierres de busc, le faux busc et l'armature.

Appareil de guidage de la chaîne de touage. — Le tonneur qui franchit une écluse ne place pas exactement la chaîne dans l'axe; si la chaîne présente une tension moyenne, la porte la rencontre en se fermant et la remet dans sa position; si au contraire, la chaîne a du mou, elle peut s'engager sous la porte, et si malgré la résistance qui se produit alors, on continue la manœuvre de fermeture, il peut en résulter des avaries soit dans la porte soit dans le mécanisme de manœuvre.

On a remédié à cet inconvénient depuis 1863 dans les écluses de la Haute-Seine par le système qui a été décrit par M. de Lagrené dans son *Cours de Navigation*, t. II, p. 123, et qui a été appliqué en 1878 aux écluses de la Basse-Seine; il consiste à noyer une chaîne transversale dans l'écluse vers l'extrémité amont de la chambre des portes; cette chaîne s'attache d'un côté à un point fixe et

enroule de l'autre sur un treuil; si, avant de fermer les portes, on raidit la chaîne transversale au moyen du veuil, on relève la chaîne de touage de la quantité nécessaire pour qu'elle soit rencontrée et remise en place par la porte; il faut ensuite mollir la chaîne transversale, pour qu'elle laisse le passage libre lorsqu'on ouvrira de nouveau les portes.

Ce système a été appliqué à l'écluse de Carrières, mais pour tenir compte du supplément de profondeur qu'elle présente et pour activer la manœuvre, on a mis un treuil sur chaque bajoyer pour raidir simultanément la chaîne transversale par ses deux extrémités.

L'efficacité de ce système serait complète si les éclusiers manœuvraient toujours à chaque éclusée la chaîne transversale; mais lorsqu'il supposent que la chaîne est à peu près à sa place, ils sont enclins à négliger cette manœuvre supplémentaire, et pour qu'il n'en résulte pas d'avaries, il paraît utile d'ajouter un appareil de guidage analogue celui qui est indiqué par M. de Lagrené (*Cours de Navigation*, t. II, p. 123) et qui avait été appliqué en 1869 à l'écluse de Suresnes. Dans la chambre des portes dont le fond est réglé à 0^m,30 en contrebas du busc on a pratiqué des scellements verticaux sur lesquels on peut monter un appareil en forme de V, dont le dessus est à 0^m,05 en contrebas du busc et qui se compose : au milieu, un sabot en acier fondu présentant entre deux joues latérales une gorge assez profonde dans laquelle la chaîne glisse lorsque les portes sont fermées; sur le sabot s'assemblent de chaque côté des glissières courbes tracées suivant le rayon des portes augmenté de 5 centimètres (XXV, fig. 10).

Tout le système est fixé au radier par des écrous enroulés pour pouvoir se démonter en cas de réparations. Le jeu qui existe entre les glissières et les portes étant inférieur aux dimensions de la chaîne dont les anneaux ont

de 0^m,09 à 0^m,12 de diamètre extérieur, si la chaîne présente une tension moyenne, la porte la rencontre nécessairement et la remet en place; mais il peut se faire que la chaîne soit assez molle pour descendre le long de la glissière et arrêter le mouvement de la porte; la manœuvre des treuils de la chaîne transversale sera alors nécessaire pour la dégager. En fait depuis la mise en exploitation des écluses de Carrières, les glissières ont *le plus souvent* ramené la chaîne, et ce n'est qu'exceptionnellement qu'on a dû recourir à l'emploi des treuils.

PORTES D'ÉCLUSES.

Les portes d'écluses de Carrières-sous-Poissy sont en bois; elles se composent d'entretoises à peu près équidistantes, reliées par des armatures verticales en bois boulonnées et encastrées de part et d'autre des entretoises; la rigidité des assemblages est assurée par un double bracon, avec deux écharpes, des boulons horizontaux de serrage et des équerres doubles en fonte. Deux ventelles doubles existent dans chaque vantail pour les grandes portes et une seule pour les petites.

Le bois de Yellow-Pine a été employé exclusivement dans ces portes; seulement, pour éviter la pénétration des assemblages, des plaques de tôle ont été interposées entre les embrèvements des entretoises et les poteaux ainsi qu'aux extrémités des éléments du bracon d'amont. Pour d'autres portes analogues, il a été reconnu possible, moyennant un prix spécial, d'employer le bois de chêne pour les poteaux et les entretoises supérieure et inférieure, malgré la dimension déjà forte des poteaux tourillons: 0^m,50 sur 0^m,40. Cette disposition, souvent admise dans les portes, nous paraît préférable, et ce dernier type avec cadre en chêne et entretoises intermédiaires en sapin, bien que sensiblement plus coûteux, sera probablement plus durable.

Lors de la rédaction du projet, une étude comparative

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

portes en tôle avait été faite; elle n'a pas été présentée pour deux motifs :

1° Les difficultés et le prix élevé des réparations des portes en tôle;

2° L'économie que l'emploi du bois d'Amérique permet de réaliser.

En 1876, une avarie survenue à un vantail en fer de l'usine de Martot a obligé à démonter cette porte et à la transporter à l'usine pour la réparer; le levage seul de la porte a coûté 5 000 francs.

Dans les portes en tôle, dont les entretoises ne sont pas assez épaisses pour qu'on puisse projeter une double paroi, formant une caisse étanche susceptible d'être visitée à l'intérieur, le bordage unique est très exposé aux avaries et à la corrosion. Si on se contente des épaisseurs moyennes de 4 millimètres qui suffisent pour la résistance, on peut avoir un bordage crevé par un bateau ou rongé par la rouille et toute réparation de quelque importance doit se faire hors d'eau.

Si au contraire, en vue de l'oxidation, on fixe à 5 ou 6 millimètres la limite inférieure des tôles, on augmente considérablement le poids de la porte.

Dans les portes en bois on a donc l'avantage de la légèreté et on est prêt mieux aux réparations sur place.

Auront-elles l'avantage de la durée?

Cette question est très controversée, on trouve des exemples de portes des deux types, bois ou fer, dont la durée a été fort courte : était-ce à cause de leur système, ou de leur construction? les éléments manquent le plus souvent pour le décider.

Ailleurs, dans la discussion que nous venons de rapporter, on aurait pu faire observer que l'accident de Martot avait seulement que le système de construction de vantails à entretoises libres, sans armatures verticales, ne présentait pas assez de rigidité pour des portes destinées à

à une écluse de 12 mètres, tandis que les assemblages de tôles peuvent être rendus aussi rigides qu'on peut le désirer en formant au moyen d'armatures un cadre à mailles suffisamment serrées. Le bordage est donc en réalité le point faible des portes métalliques à paroi unique, et, si on construit le bordage en bois, on répond à la plus grave des objections que nous avons signalées.

Des portes ont été construites avec ossature métallique et bordage en bois sur la Haute-Seine, et M. Lavollée a rendu compte de la construction de celles de l'écluse d'Ablon dans les *Annales des Ponts et Chaussées* (juin 1882).

L'expérience prononcera donc dans quelques années; nous estimons dans tous les cas que pour des portes d'écluses de 12 mètres en rivière, la discussion doit porter surtout sur ces deux types, suivant les ressources locales et les prix des matières : portes avec cadres en chêne et remplissage en sapin, portes avec ossature métallique et bordage en bois.

Pour comparer diverses portes d'écluses au point de vue de la dépense, sans introduire l'élément variable qui résulte de l'inclinaison du busc, on peut rapporter cette dépense au mètre carré de fermeture, obtenu en multipliant la largeur de l'écluse par la hauteur du dessus de l'entretoise supérieure du vantail au-dessus du busc, qui est à Carrières de 7^m,85 pour les portes d'amont et de 6^m,01 pour les portes d'aval.

La surface utile des portes de Carrières-sous-Poissy, est dans ce système, de :

$$\text{Grandes portes.} \quad 12,00 \times (7,85 + 6,01) = 166,32$$

$$\text{Petites portes.} \quad 8,20 \times (7,85 + 6,01) = 113,65.$$

Leur dépense s'est élevée, déduction faite des appareils de manœuvre, mais en y comprenant les ventelles et leurs crics, à :

Travaux à l'entreprise, rabais déduit. .

Somme à valoir.

Total.

Les appareils de manœuvre ont coûté :

Pour fourniture à l'entreprise, rabais dé

Pour encastrement, scellement et ajus

en régie.

Total.

La construction des grandes portes, s

a coûté 35 576 francs, soit par mètre ca

$\frac{35\ 576}{166,32} = \dots\dots\dots$

Pour les petites portes on a eu

21 640 francs, soit par mètre carré $\frac{21\ 640}{113,6}$

Les appareils de manœuvre ont d'ailleur

Pour les grandes portes.

Petites.

Total égal.

DÉCOMPOSITION DES DÉPENS

Les dépenses de la construction de
Carrières-sous-Poissy, sans les portes é
élevées à :

Travaux à l'entreprise, rabais déduit.

Somme à valoir.

Total.

Indemnités de terrains, dommages

dépenses diverses.

Total général. . .

Les principales divisions des travaux
été les suivantes :

Dérivation.	608 451 ^f ,18
Écluses.	1 331 922 56
Bâtiments.	46 232 07
Chaussées.	11 789 35
Aqueduc d'assainissement.	7 890 48
Dragages du chenal jusqu'à 300 mètres en aval du pont de Poissy.. . . .	101 983 86
Total.	<u>2 108 269^f,50</u>

Les dépenses faites sur la somme à valoir se divisent comme suit :

	SURVEILLANCE.	FOURNITURES et main-d'œuvre.	TOTAUX.
	fr. c.	fr. c.	fr. c.
Acquisition des terrains et études.	459 00	1 974 06	2 433 06
Service général des travaux.	"	2 610 23	2 610 23
Dérivation.	3 979 80	18 765 60	22 745 40
Écluses.	10 892 80	46 007 73	56 900 53
Bâtiments.	105 60	4 171 24	4 276 84
Chaussées.	"	1 001 59	1 001 59
Aqueduc d'assainissement.	332 00	1 003 83	1 335 85
Dragages.	"	5 616 61	5 616 61
Encastrement et scellement des méca- nismes des portes d'écluses.	"	2 763 92	2 763 92
Travaux divers de parachèvement aux abords de la dérivation; rectifications et défenses de rives.	"	9 175 98	9 175 98
	<u>15 769 20</u>	<u>91 990 75</u>	<u>108 860 00</u>

Les dépenses relatives aux acquisitions de terrains se sont élevées à :

Terrains non bâtis, pour une surface de 18 ^h ,77 ^a ,71 ^c .	
Prix principal. 160 016 ^f ,88	} 176 776 ^f ,62
Indemnités accessoires. 16 759 74	
Soit en moyenne par hectare. 9 414 ^f ,46	
Propriétés bâties d'une surface totale de 70 ^a ,90 comprenant 424 mètres de bâti- ments.	112 000 00

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

3 accessoires d'expropriation et dépenses diverses.	2 805 71
unités pour dommages.	4 766 94
Total.	<u>296 349^f,27</u>

dépense de construction des écluses comprend en outre à l'entreprise, rabais déduit :

rassements, déblais, remblais, épaissements pendant l'exécution des déblais et consolidation des talus.	222 636 ^f ,36
ouvrage de défense et poteaux de garde des coulisses de batardeaux.	17 600 20
maçonneries, y compris les escaliers d'aval et d'aval.	895 780 05
et et arrière-radiers en dehors des escaliers et perrés aux abords.	102 982 31
appareils de vidange.	23 661 96
anneaux, échelles de secours, bornes d'amarrage; armatures et scellements.	4 245 16
travaux et frais accessoires pour la construction des maçonneries.	65 016 52
Total.	<u>1 331 922^f,56</u>

Sur lequel on doit ajouter la part correspondante de la somme à valoir.	56 900 ^f ,53
---	-------------------------

Total général. 1 388 823^f,09

Cube des maçonneries des écluses proprement dites levé à 31 141^m3,80 qui ont coûté 895 780^f,05, soit un moyen par mètre cube de 28^f,76.

d'autre part à ce chiffre de.	895 780 ^f ,05
on ajoutait les épaissements et accessoires.	65 016 52
et la part de la somme à valoir afférente aux maçonneries.	16 676 75

Le total de. 977 473^f,32

correspondrait à un prix moyen par mètre cube de 31^f,39.

Si enfin on comparait la dépense totale des écluses au cube de maçonneries exécutées, à l'exclusion des perrés et défenses de rives, on trouverait :

$$\text{terrassements compris } \frac{1\ 388\ 823,09}{31\ 141,89} = 44^f,24$$

$$\text{sans les terrassements } \frac{1\ 166\ 186,73}{31\ 141,89} = 37^f,44.$$

Il est assez difficile de trouver un terme de comparaison pour mettre en parallèle les dépenses relatives à des écluses construites avec des dimensions différentes; nous proposons dans ce but le *volume utile*, évalué au moyen du produit de la longueur utile par la largeur et par la hauteur des bajoyers au-dessus du busc d'aval.

Dans le cas actuel la longueur utile sera divisée en deux parties, l'une correspondante aux têtes, l'autre au sas, mais elle n'en comprendra pas moins la distance, entre la corde du mur de chute et l'origine de la chambre des portes d'aval.

La surface utile de la grande écluse sera d'après cela de $10,30 \times 12,00 + 141,00 \times 17,00 = 2\ 520,60$.

Pour la petite écluse, on aura $53,50 \times 8,20 = 438,70$.

Et pour le volume total :

$$(2\ 520,60 + 438,70) \times 8,21 = 23\ 703,99.$$

Il suit de là que le cube de maçonneries par mètre cube de volume utile est de :

$$\frac{31\ 141,89}{23\ 703,99} = 1,31$$

et que les prix de revient comparés au volume utile deviennent :

Pour maçonneries seulement. 37^f,79

Pour maçonneries et épaissements. 41^f,24

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

semble des dépenses des écluses
rassements.

dépense totale des écluses. . .

d'épuisements. — Les épu
ntreprise, ainsi que les dépenses
de puisards, de conches, inst

d'ouverture et d'entretien des
nt seuls été imputés sur la so
nses de location de machines et
ées à :

ouille des écluses.

maçonneries.

lérivation.

Total.

utation explique le taux relatif
faite sur la somme à valoir.
n régie et à l'entreprise a été
à 0,128 si les épuisements av

e à 75 000 mètres le cube
écluses exécuté par épuise
nts a donc été par mètre

$$\frac{35\ 962^f,33}{75\ 000^m,00} = 0^f,48.$$

ation des écluses, jusqu'au
comportait environ 25 000 m
s; ce qui correspond à une d
nètre cube de $\frac{65\ 016^f,52}{25\ 000^m,00} =$

, les principaux résultats de
es; on trouvera dans une note
prix de revient qui ont été

l'exécution ; mais il ne conviendrait d'en faire usage qu'en tenant compte des augmentations qui continuent à se produire dans le taux des salaires (Note C, p. 311).

L'étude du projet de la dérivation de Poissy avait été faite par MM. de Lagrené, Ingénieur en chef, et Cheysson, ingénieur ordinaire.

Nous avons été chargé sous la direction de M. de Lagrené de la rédaction du projet de la variante qui a pris le nom de dérivation de Carrières-sous-Poissy, et sous celle de M. l'Ingénieur en chef Boulé, de la surveillance des travaux, auxquels ont été attachés MM. les conducteurs Saingery, Agis et Lambert (Jules).

Les travaux à l'entreprise ont été exécutés par M. Joumelle aîné, ayant pour représentant M. Louis Vasset.

NOTE A.

DE MANŒUVRE DES VANNES TOURNANT DE REMPLISSAGE.

R la pression normale au plan d'un
ent numérique dont la valeur moye

hauteur de chute égale à 3 mètres ;
ngle de la vanne avec le plan vertical
surface normale de la vanne.

le Lagrené donne, dans son *Cours de*
e, t. III, p. 382, pour la pression
vanne inclinée, placée dans un coura
rmule qui, avec les notations qui pré

$$R = \frac{1000}{g} S V^2 \cos^2 \alpha.$$

et la vitesse dans le tube d'évacuation
nnes.

" est la vitesse dans la section rétr
partiellement ouvertes, on a :

$$V^2 = 2gH \quad \text{et} \quad VS = V'(S - S \cos \alpha) \\ \text{D'où} \quad V = V'(1 - \cos \alpha).$$

éliminant V et V' et en introduisant
correction, on trouve la formule :

$$R = 1000 \times m \times HS \cos \alpha (1 - \cos \alpha)$$

maximum de cette expression corresp

$$\text{ur} \cos \alpha = \frac{1}{2}.$$

vannes ayant chacune une largeur d
r de 0^m,775, on aura $S = 0,775 \times$

kilogrammes. En admettant que cette out entière d'un seul côté de chaque aile, l'effort correspondant sur la tige e de l'égalité des bras de levier de la résistance, sera, pour quatre vannes $1 \times 4 = 1\ 056$ kilogrammes, soit en kilogrammes.

à cet effort la résistance due aux frot-maximum sous l'influence de la pres-

ie, pour une surface de $1^m,082$ avec pour valeur :

$\times 3 = 3\ 246$ kilogrammes par vanne x tourillons.

e pour le coefficient de frottement 1 tourillon étant $r = 0,025$, le moment aux frottements sera par tourillon

$\times 0,025 = \dots\dots\dots 10,14$

1. 100 pour tenir compte des

res. $\dots\dots\dots 2,53$

On aura. $\dots\dots\dots 12,67$

de la puissance étant de $0,21$

manceuvre sera $\frac{12,67}{0,21} = \dots\dots\dots 60^k33$

is $482^k,64$ ou 500 kilogrammes.

le maximum de l'effort de manœuvre r 1 600 kilogrammes; par mesure de é la puissance des crics à 2 000 kilo-

NOTE B.

SUR LA DURÉE DES ÉCLUSÉES.

Les écluses de Carrières-sous-Poissy ont été mises en exploitation au mois de juillet 1881; elles assurent provisoirement à la batellerie un tirant d'eau de 2^m,20 jusqu'à ce que la reconstruction du barrage de Meulan porte à 3^m,20 la retenue d'aval.

Des observations ont été faites pendant quelques semaines sur la durée exacte des éclusées.

Cette durée qui comprend le parcours de la gare à l'écluse sur une longueur d'environ 150 mètres est divisée en deux périodes correspondantes : l'une à l'entrée et à la sortie des bateaux, ainsi qu'à leur rangement et aux temps perdus du fait des mariniers; l'autre aux manœuvres des portes et à la durée du remplissage ou de la vidange.

On a toujours supposé l'écluse prête dans le sens de la marche des bateaux; dans le cas contraire il faut ajouter environ moitié en sus de la deuxième période.

Dans la petite écluse, la durée moyenne d'une éclusée a été de 13', comprenant 5' et demie pour manœuvres du bateau et 7' et demie pour celles de l'écluse. La chute étant en moyenne pendant les expériences de 3^m,24, le volume de chaque éclusée était en nombre rond de $8^m,20 \times 60,00 \times 3,24 = 1\,594$ mètres, soit 1 600 mètres cubes.

Dans la grande écluse, on a observé des trains ayant en moyenne 4, 5 ou 8 bateaux, toueur ou remorqueur compris.

Les éclusées ont présenté les durées suivantes :

	des bateaux.	de l'écluse.	
Trains de 4 bateaux.. . . .	10'	17',2	27',2
Trains de 5 bateaux.. . . .	21',6	21'	42',6

, en tenant compte du nombre des observations de
 : espèce, il résulte que 21 éclusées de 6 bateaux en
 ne ont dépensé :

pour manœuvres des bateaux.	21',5
pour manœuvres de l'écluse.	18',5
Total.	40'

chute étant de 3^m,24, le volume approximatif de
 : éclusée était de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 12,00 \times 160,00 \\ + 5,00 \times 141,00 \end{array} \right\} 3^m,24 = 8\,505^m, \text{ soit } 8\,500^m.$$

renseignements peuvent, en ce qui concerne la grande
 , se résumer comme il suit :

trains légers (4 bateaux) emploient pour leurs ma-
 es un temps inférieur à celui qui est nécessaire pour
 œuvre de l'écluse; la durée totale de l'éclusée est
 ure à une demi-heure.

trains moyens (5 bateaux) franchissent l'écluse en
 ite minutes employées pour moitié aux manœuvres de
 : et pour moitié aux évolutions des bateaux.

ongement de la manœuvre de l'écluse résulte de ce

■ ous le nombre des bateaux augmente, moins le rem-
 plissage doit être rapide pour éviter des chocs entre les
 bateaux.

Pour les grands trains (8 bateaux) la durée des ma-
 uvres de l'écluse n'augmente plus, mais celle des bateaux
 longe au delà de toute proportion; cela doit résulter de

bsence des moyens mécaniques cependant fort simples
i pourraient être installés à bord des toueurs ou remor-
eurs pour raccourcir les remorques et aider aux range-
ent des bateaux de leurs trains.

Le type des nouvelles écluses de la Basse-Seine paraît
ne devoir produire une notable accélération dans la
arche de la batellerie, mais ces améliorations ne seront
mplètes que lorsque les toueurs et remorqueurs auront
rfectionné leur outillage en vue des manœuvres de ran-
ment des bateaux au passage des écluses.

NOTE C.

SUR QUELQUES PRIX DE REVIENT RELEVÉS PENDANT L'EXÉCUTION.

Terrassements. — Les terrassements ayant été réglés d'après l'adjudication à un prix moyen unique pour fouille et transport, y compris toutes sujétions résultant des épuisements, l'application de ce prix à une partie d'ouvrage ne donne pas l'évaluation de la dépense réelle.

On a relevé pendant l'exécution des fouilles les dépenses de chaque chantier de terrassements en surveillance, main-d'œuvre, charbon et toutes dépenses autres que les frais généraux, l'entretien et l'amortissement du matériel; il convient de rappeler que les déblais se composaient d'alluvions argilo-sableuses, compactes dans le fond et plus ou moins molles dans les couches supérieures.

Dans ces conditions la dépense en main-d'œuvre et matières consommables a été pour les terrassements à l'excavateur :

Dans les fouilles.	0 ^f ,68
Dans la dérivation.	0 55
Pour les terrassements aux wagons, dans les fouilles.	1 12
— — — — — dans la dérivation.	0 89
À la grue.	1 75
Au monte-charge.	2 17

Le prix moyen de l'heure de terrassier était pour les ouvriers travaillant à sec de 0^f,45 à 0^f,50 et pour les ouvriers travaillant au fond des fouilles de 0^f,50 à 0^f,55.

De ces éléments, et d'une évaluation approximative des frais d'entretien et d'amortissement du matériel, sans tenir compte des frais généraux qui varient suivant la masse et les circonstances spéciales des travaux, on peut déduire que le prix de revient de terrassements à l'excavateur, dans des conditions analogues à celles des fouilles des

MÉMOIRES ET DOCUM

et de 1',15 et dans un c
érvation de 1 franc en s
aire dans une campagne
rassements.

e revient des terrasseme
nes conditions, de 1',60
la dérivation; par suite
posant que l'appareil s
e du matériel nécessai
vail comportant un cube
ant être exécuté en une
s qui précèdent n'indiqu
s transports ont été e
aient beaucoup moins dé
relatifs du déblai et du
vir, ou par l'obligation
ir de n'avoir de changem
es passes. On peut esti
mes de transport avec
té dans les fouilles, ét
assements aux wagons e
. l'excavateur.

ries. — Dans les chant
es matériaux ne puissent
ce du lieu d'emploi, les
les sous-détails sont gên
ne tiennent pas un coi
e nécessaire pour reprei
et les conduire réellement
moyens de l'heure étai
70; manœuvres, 0',45.

ases, les dépenses en m
s de surveillance :

.ransport de pierre de ta
ntoiement de pierre de t

Approche, pose et rejointement de moellons smillés de Château-Landon.	3',45
Façon de maçonnerie brute de	3',30 à 4',55
Fabrication de mortier au malaxeur à vapeur, y compris approche des matières et trans- port en dépôt à proximité des maçonneries. . . .	2',55

Les prix les plus faibles correspondent aux fondations dans lesquelles les massifs continus étaient plus importants; les prix les plus élevés s'appliquent aux parties d'ouvrages qui présentaient des sujétions par suite de la réduction des épaisseurs et des évidements des aqueducs.

Un maçon a posé par heure y compris rejointoiement avec mortier de pose 0^m^q,50 de moellons de parement et 0^m^e, 40 à 0^m^e, 50 de maçonnerie brute.

Les renseignements nécessaires à l'établissement de ces prix de revient ont été relevés avec beaucoup de soin par M. le conducteur Saingery.

14

Il nous a semblé nécessaire de résumer les documents recueillis pendant cette période de grandes eaux et centralisés par le service hydrométrique du bassin de la Seine. Cette étude pourra être utilement rapprochée de celles que l'un de nous a publiées dans des circonstances analogues, pour les grandes crues de 1866 et de 1876, en collaboration avec notre maître si regretté, M. Belgrand (*Annales des Ponts et Chaussées*, année 1868, 2^e semestre et année 1877, 1^{er} semestre). La crue de 1866, qui pour Paris n'était qu'une très grande crue ordinaire, est le type d'une crue torrentielle due à une grande perturbation atmosphérique unique et très générale : elle exprime à peu près la limite des effets produits par une seule et même pluie. La crue de 1876 est le type de ces grandes crues d'hiver dues à la succession de groupes de pluies dont chacun peut n'avoir qu'une médiocre importance, mais qui, en ajoutant leurs effets, forment, comme l'a montré M. Belgrand, les crues extraordinaires de la Seine à Paris.

Les crues de décembre 1882 et de janvier 1883 appartiennent à ce même type des grandes crues d'hiver résultant d'une succession de petites crues des affluents torrentiels : elles sont remarquables non seulement par leur intensité, mais encore par la particularité de deux crues extraordinaires presque égales se succédant à un mois à peine d'intervalle : ce fait, qui est la conséquence d'une humidité générale et prolongée, s'était présenté déjà en 1879 (MM. Lalanne et G. Lemoine, *Comptes rendus de l'Académie des sciences*, 31 mars 1879). Les crues successives qui dans les années précédentes depuis 1854 ont présenté quelque chose d'analogue quant au peu de différence entre les niveaux atteints, sont celles du commencement des années 1867, 1873, 1877 et 1879, mais elles ont été très inférieures en hauteur absolue ; on en jugera par le tableau suivant :

D.	G. AUSTRIEN.
----	--------------

§ 1^{er}. — OBSERVATIONS SUR :

Les groupes de pluies qui ont produit successives de décembre 1882 et de janvier 1883 étendus sur tout le bassin :

Pour la première crue, du 8 au 18 novembre, du 19 au 30 novembre inclusivement ; pour la seconde, du 1^{er} décembre inclusivement et du 30 novembre au 3 janvier 1883.

Dans la seconde quinzaine de novembre, la pluie dans la partie sud du bassin a été accompagnée de neige, mais la couche restée sur le sol n'a eu que quelques centimètres d'épaisseur.

Voici pour les principales stations le détail de ces pluies, plus remarquable par leur continuité que par leur intensité.

STATIONS.	NOMBRE de jours de pluie du 8 novembre au 9 décembre 1882.	PLUIES PARTIELLES DU			TOTAL des 3 groupes de pluie du 8 novembre au 9 déc. 1882.	NOMBRE de jours de pluie du 21 déc. 1882 au 3 janvier 1883.	PLUIES PARTIELLES DU		TOTAL des 2 groupes de pluie du 21 décembre 1882 au 3 janv. 1883.
		8 au 18 novembre 1882.	19 au 30 novembre 1882.	3 au 9 décembre 1882.			21 au 28 décembre 1882.	30 décembre 1882 au 3 janvier 1883.	
Les Settons.	52	mm. 167	mm. 230	mm. 97	mm. 494		mm. 270	mm. 82	mm. 352
Pannetière.	31	100	115	46	261	12	54	35	89
Saulieu.	28	94	96	47	257	12	98	31	129
Pouilly.	22	64	56	22	142	8	56	5	61
Montbard.	26	75	61	40	176	10	85	14	99
Chanceaux.	27	90	85	36	211	8	131	6	137
Chatillon-sur-Seine.	27	102	68	30	200	10	63	9	72
Chaumont (plateau).	28	103	119	48	270	12	127	17	144
Vassy.	26	103	76	43	221	11	73	15	88
Bar-le-Duc.	25	98	132	45	275	12	82	30	112
La Neuville (St-Dizier).. . . .	24	94	85	39	218	8	65	19	84
Sainte-Menehould.	22	68	72	27	167	9	42	14	56
Montmort.	24	90	90	41	221	12	59	15	74
Paris (St-Maur).	26	71	46	30	147	8	21	15	34

Grâce aux observations nombreuses installées dans le bassin de la Seine depuis une vingtaine d'années, on peut comparer ces pluies à celles qui ont amené les autres crues plus remarquables de notre siècle, et particulièrement inondations de 1866 et de 1876.

Généralement inférieures dans le bassin de l'Yonne aux pluies observées pendant la crue de 1876, les hauteurs tombées du 8 novembre au 9 décembre 1882 ont été ou dépassé dans les autres parties du bassin les chiffres de 1876. Les pluies du 21 décembre 1882 au 3 janvier 1883 ont été beaucoup moins abondantes, et cependant elles ont causé des crues presque partout plus importantes en décembre, en raison de l'extrême saturation antérieure du sol et de la hauteur des eaux au début de la crue.

Dans le tableau suivant nous résumons les pluies observées lors des principales crues, et pour faciliter la comparaison des différents chiffres, nous donnons leur rapport à la moyenne annuelle (calculée autant que possible d'après vingt dernières années, 1861-1880) dans chacune des stations considérées.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

Hauteurs et rapports des puits observés dans différentes régions au bassin de la Seine.
(Hauteurs exprimées en millimètres.)

NOMS des STATIONS.	ANNÉES	1844 du 23 au 21 septembre		1876 du 12 février au 15 mars		1883 du 3 novembre au 9 décembre		1883 du 21 décembre 1882 au 3 janvier 1883	
		Hauteur.	Rapport à la moyenne.	Hauteur.	Rapport à la moyenne.	Hauteur.	Rapport à la moyenne.	Hauteur.	Rapport à la moyenne.
Bassin de la Marne (suite).									
Bar-le-Duc.	950	1861-1880	61	252	0,26	275	0,29	112	0,117
La Neuville (près St-Dizier).	892	1871-1880	63	192	0,21	218	0,24	84	0,090
Montmort (village).	754	1865-1880	?	178	0,23	221	0,29	74	0,100
Bassins de l'Aisne et de l'Oise.									
Sainte-Menebould.	749	1871-1880	45 ?	198	0,26	167	0,22	56	0,070
Hirson.	750 ?	1859-1878	69	211	0,28	188	0,25	103	0,150
Basse Seine.									
Paris (St-Maur).	581	1867-1880	35	76	0,13	147	0,25	34	0,058
Rouen.	736	1845-1880	24	147	0,19	271	0,36	122	0,160

§ II. — HAUTEURS ET EFFETS DES CRUES POUR LES PRINCIPALES RIVIÈRES DU BASSIN DE LA SEINE.

Les observations faites pendant l'hiver de 1882-1883 sur les crues des principales rivières du bassin de la Seine confirment une fois de plus les vues de M. Belgrand.

C'est à plusieurs phénomènes météorologiques successifs que sont dues les crues extraordinaires de la Seine à Paris. Les eaux pluviales ruisselant à la surface des terrains imperméables produisent toujours le maximum à Paris : les eaux absorbées par les terrains perméables arrivent en retard et soutiennent la crue pendant plusieurs jours. Si les affluents ont alors une nouvelle croissance, il en résulte à Paris une nouvelle montée et ainsi de suite. C'est ainsi que pour les crues actuelles, il y a eu cinq montées parfaitement détachées et distinctes de l'Yonne à Clamecy du 8 novembre au 9 décembre 1882, et trois montées nouvelles du 21 décembre 1882 au 2 janvier 1883. Voici le détail de ces phénomènes (voir la planche XXVI). On peut remarquer que, *dans la période qui nous occupe*, ils sont dus entièrement à la pluie ; aucune des rivières ne s'est trouvée gelée.

CRUES SUCCESSIVES DES AFFLUENTS TORRENTIELS. — Du 8 au 10 novembre 1882 l'Yonne à Clamecy passe de la cote 0^m,60 à la cote 1^m,35 soit une montée de 0^m,75 ; de même la Marne à Saint-Dizier passe de la cote 1^m,10 à la cote 3^m,10, soit une montée de 2 mètres ; le Grand-Morin à Pommeuse, près Coulommiers, remonte de 0^m,60, pour la première fois depuis le commencement de l'hiver.

Du 15 au 17 novembre, l'Yonne à Clamecy passe de la cote 0^m,70 à la cote 1^m,28 soit une montée de 0^m,58 ; la Marne à Saint-Dizier ne remonte que très légèrement ; le Grand-Morin à Pommeuse, près Coulommiers, passe de la cote 0^m,90 à la cote 2^m,76, soit une montée de 1^m,86.

Du 22 au 27 novembre, l'Yonne à Clamec cote 0^m,65 à la cote 1^m,60 soit une montée de même époque, la Marne à Saint-Dizier passe 2^m,15 à la cote 3^m,83, soit une montée de 1^m, Morin à Pommeuse, qui était redescendu habituel de 0^m,85, repasse à la cote 2^m,79, s'élève de 1^m,94 : l'Aire et l'Aisne ont des crues c

Du 30 novembre au 1^{er} décembre, l'Yonne éprouve encore une montée de 0^m,53, mais les rivières restent à peu près stationnaires.

Enfin, du 3 au 5 décembre, l'Yonne à Clamec la cote 0^m,90 à la cote 1^m,80 soit une montée de 0^m,90 la Marne à Saint-Dizier, passe de la cote 2^m,33 à la cote 3^m,44 soit une montée de 1^m,11.

Les rivières redescendent toutes dans le 1^{er} décembre à leurs niveaux habituels, mais, à la suite de nouvelles crues se produisent.

Du 21 au 24 décembre, l'Yonne à Clamec la cote 0^m,50 à la cote 1^m,30, soit une montée de 0^m,80 du 25 au 28 décembre de la cote 1^m,05 à la cote 1^m,85 soit une montée de 0^m,80; du 31 décembre au 1^{er} janvier la cote 1,12 à la cote 1^m,75, soit une montée de 0^m,63. Ces trois crues distinctes se retrouvent sur les rivières du bassin de l'Yonne, ainsi que sur la Morin. Sur la Marne à Saint-Dizier, elles se confondent en une seule crue qui du 22 au 28 décembre passe de la cote 2^m,15 à la cote 4^m,23, soit une montée de 2^m,08.

On peut remarquer combien la marche est différente sur les rivières tranquilles telles que la Gommeville ou la Seine à Bray, issues des terribles (calcaires oolithiques). Les graphiques de la mémoire montrent que pour ces cours d'eau la crue est presque continue.

HAUTEURS MAXIMA DES PRINCIPALES RIVIÈRES
paraison des maxima des crues des principales

ceux des plus grandes crues antérieures résulte du tableau suivant :

LATION ou es rivières.	Niveau des submersions.	1836.	1846.	1851.	1866.	1870.	1879.	1882 Novembre ou décembre.	Décembre 1882 ou janvier 1883.
Yonne., -									
Clamecy..	1,45				5,15	2,10	"	1,70	1,65
Yonne à Montbard..	2,20				5,52	2,53	"	2,70	2,63
Yonne à Sens..	2,50			5,32	4,50	5,40	2,4	2,90	3,52
Basse à la Gailloibre..	"			"	1,68	"	1,8	1,55	1,60
Seine à Bray..	1,80			5,13	2,80	2,85	"	2,85	2,90
Seine à Saint-Dizier..	2,20			4,00	5,15	3,94	5,1	5,85	4,25
Seine à la Chaussée..	2,70			3,05	2,78	2,95	"	3,05	3,05
Seine à Pertuis de Damery..	3,10			"	"	4,25	"	4,57	4,45
Seine à Chalifert..	5,70			4,48	2,92	4,42	"	4,51	4,60
Seine à Pommeuse..	2,45			2,74	2,90	2,90	"	2,79	2,55
Montereau (p. de Seine).	3,00			4,10	4,68	4,35	"	5,91	4,12
Paris (Austerlitz)..	"			"	"	6,69	"	6,19	6,94
— (la Tournelle)..	5,00			5,60	5,20	6,50	"	6,84	6,40
— (Pont-Royal)..	"			"	"	7,30	"	6,84	7,00
Sainte-Menehould (pont Maures)	"			"	"	2,50	1,9	2,85	"
Pontavert..	2,50			5,79	2,85	5,52	"	5,87	3,64
Hirson..	1,55			"	"	"	"	2,20	2,20
Meuse (près Compiègne).	4,25			5,55	5,89	5,53	"	6,00	5,88
Meuse..	5,25			6,97	6,25	7,69	"	7,54	7,60

A Paris et même déjà à Montereau la Seine sont très loin de correspondre à l'importance sur tous les affluents. Cette conclusion par M. Belgrand, résulte des constatations que nous insistons sur quelques détails.

Dans le bassin de l'Yonne, les crues ont été exceptionnelles; l'Yonne à Clamecy a eu, vers les derniers jours de décembre le niveau le plus élevé, après avoir subi des montées successives. Le maximum de la Brenne a été supérieur à celui de 1876, mais inférieur à celui de 1866 qui représente les plus hautes crues connues. Sur l'Yonne inférieure de près d'un mètre à celui de 1866.

La haute Seine en amont du confluent de la Loire a prouvé une crue très élevée et remarquable; la hauteur de la Seine à Paris a été de 2^m,83 le 4 décembre 1882 et 2^m,90 le 5, après être descendue seulement à 2^m,50 le 6; il est vrai qu'en 1861, on a eu une crue plus élevée, mais cette crue était incomplète. D'après des observations faites sur la Loire, MM. les Ingénieurs Pesson et de Lamoignon ont déclaré que la crue de 1883 comme la plus forte connue dans le bassin de la haute Seine est très remarquable, principalement par des sources : la Loire donne donc à peu près le maximum qu'elle peut produire.

De même sur la Marne, les hauteurs ont été atteintes de nouveau à Saint-Denis. Elles ont été dépassées à Chalifert et Meaux en aval des principales rivières. Le Grand-Morin n'a subi que des crues inférieures à celles de 1866. Les hauteurs de la Marne à Chalifert dé-

tout de la coïncidence ou de l'écoulement successif des flots de la Marne supérieure et du Grand-Morin.

En aval du confluent de l'Yonne, la Seine à Montereau est restée sensiblement au-dessous des niveaux de 1866 et même de 1876; en aval du confluent de la Marne, et notamment à Paris les niveaux ont été de 0^m,10 à 0^m,15 au-dessus du maximum de 1872.

Sur l'Aisne, la crue a été très forte à Sainte-Menehould, on a observé la cote 2^m,85 qui n'avait pas été atteinte depuis 1872; le maximum à Pontavert a été de 3^m,87, tandis qu'en 1861 on n'avait eu que 3^m,79. De même à Reims la crue de 5^m,43 au-dessus de l'étiage a dépassé toutes les crues observées depuis 1861 inclusivement.

Sur l'Oise, à Venette, près Compiègne, en aval du confluent de l'Aisne, la crue a atteint 6 mètres, niveau voisin de la hauteur de 1846 (6^m,12).

Pour la basse Seine, l'élévation de la crue de l'Oise a rendu la crue relativement plus forte qu'à Paris; dès le mois de décembre 1882, elle a rapproché le niveau de la Seine à Mantes des hauteurs de 1876 qui ont été, à un décimètre près, atteintes en janvier (maximum 7^m,60 au lieu de 7^m,69).

Cette reproduction à un mois d'intervalle de crues presque séculaires est heureusement un fait extrêmement rare.

IMPORTANCE DES INONDATIONS DANS LA BASSE SEINE. — Pour la partie de la Seine située en aval du confluent de l'Oise, l'ingénieur en chef de Lagrené a bien voulu nous transmettre de nombreux renseignements résultant de ses observations et de celles de MM. Caméré, Lechalas et Toulon.

Les hauteurs de la plus grande des deux crues de 1882-1883 entre le confluent de l'Oise et Rouen sont données par le tableau suivant :

DÉSIGNATION des POINTS D'OBSERVATION.	ALTITUDES DE L'EAU		ALTITUDE de la crue de mars 1876.
	avant la crue le 5 novembre 1882.	au moment du maximum en décembre 1882 ou en janvier 1883.	
	m.	m.	m.
Écluse de Meulan (amont)	17,02	22,00 le 6 janvier 1883..	22,02
Pont de Mantes.	15,87	20,50 le 7 janvier 1883..	20,58
Ecluse de Mércourt.	14,84	19,30 —	17,19
— de Villez (amont)	13,37	17,15 —	17,19
Pont de Vernon.	11,72	15,89 le 9 décembre 1882.	15,97
Ecluse de la Garenne (amont)	10,65	14,55 le 7 janvier 1883. .	14,65
Pont des Andelys.	"	13,15 { le 10 déc. 1882 et le 8 janvier 1883.	15,25
— de Saint-Pierre du Vauvray.	"	12,02 le 10 décembre 1882.	11,96
Ecluse de Poses (amont)	7,06	10,02 —	9,50
Pont de Pont-de-l'Arche.	"	8,74 —	8,74
Pont métallique d'Elbeuf.	"	7,45 le 11 décembre 1882.	7,57
Pont d'Oissel.	"	6,51 —	6,06

Ces observations montrent que les crues de 1882-1883. inférieures à celles de 1876 jusqu'aux environs de Saint-Pierre du Vauvray, sont devenues un peu supérieures entre Saint-Pierre du Vauvray et Rouen. La différence va en croissant de Pont-de-l'Arche à Oissel (0^m,27), puis en décroissant d'Oissel à Rouen. Cette surélévation est due à l'influence de la marée, car pendant les crues l'eau de la mer n'est plus arrêtée au barrage du Martot qui est ouvert : or en 1876 le maximum de la crue n'avait pas coïncidé avec une pleine mer, tandis que cette coïncidence a eu lieu en décembre 1882.

Les surfaces inondées ont été presque les mêmes qu'en 1876. Cependant, elles ont été diminuées dans le département de l'Eure d'environ 500 hectares, parce que la digue de Venables a résisté tandis qu'elle avait été coupée en 1876; elles ont été augmentées dans le département de la Seine-Inférieure d'environ 1776 hectares (en ne comptant pas la surface des îles, 264 hectares) à cause de la surélévation de la crue de décembre 1882 par rapport à celle de 1876.

On peut donc compter, d'après M. de Lagrené (lit du fleuve et îles non comprises) :

Département de Seine-et-Oise en	}	4 721	hect. submergés.
aval de Paris.			
— de l'Eure, en amont	}	4 872	—
de Rouen.			
— Seine-Inférieure, en	}	3 102	—
en amont de Rouen			
Total.		12 695	hect. submergés.

La navigation a subi en tout trente-sept jours d'interruption, d'abord du 27 octobre au 19 novembre, puis du 31 décembre au 13 janvier. Toutefois entre Rouen et Elbeuf, quelques bateaux à vapeur ont pu circuler pendant presque toute la durée des deux crues.

Les dommages aux propriétés riveraines se sont bornés aux submersions lentes, *grâce aux avertissements* préalables donnés par le service hydrométrique : on n'a signalé aucun accident soit aux personnes, soit aux bestiaux, soit aux habitations. La digue de Venables, qui avait été coupée en 1876, a bien résisté. Les digues de Saint-Pierre du Ivray, de Portejoie et de Poses ont été consolidées et aussées avec le secours de cent cinquante hommes de troupes envoyés de Rouen du 7 au 10 décembre ; malgré ces travaux la crue a dépassé leur couronnement vers Poses, mais les eaux se sont déversées lentement sur le talus sans causer de dégâts notables. En ce qui concerne le service de la navigation, les dépôts de vases et de sable dans le chenal et les détériorations des différents ouvrages ont exigé l'octroi d'un crédit de 296 000 francs pour faire disparaître les traces de la crue entre Poissy et Rouen.

Les vitesses sous les ponts au moment du maximum ont été, d'après M. l'Ingénieur en chef Caméré :

Pont de Vernon (route),	1 ^m ,31	par seconde.
— des Andelys,	1 ^m ,36	—
— de Saint-Pierre,	1 ^m ,38	—

Pont du Manoir, $1^{\text{m}}, 84$ par seconde.
 — de Pont-de-l'Arche, $2^{\text{m}}, 27$ —

§ III. — VITESSE DE PROPAGATION DU MAXIMUM.

La figure 2 de la planche XXVI représentent la propagation du maximum aux stations principales pendant les crues de 1882 et 1883; on a pris pour ordonnées les distances comptées à partir de Mantes, en remontant successivement chaque rivière à partir de son confluent; les abscisses représentent les jours (*).

Ces diagrammes montrent bien que la succession des crues des affluents, qui peut être prévue dans les crues simples d'après leur régime, peut être toute différente dans les crues multiples : ainsi le 7 décembre, le flot de l'Yonne a déterminé le maximum à Paris, lorsque déjà, depuis le 4, la Seine à Bray avait commencé à décroître; aussi la baisse s'est-elle produite de Montereau à Paris immédiatement après le flot de l'Yonne, tandis qu'en temps de crue simple, les eaux de la petite Seine ralentissent la baisse.

Le diagramme établit également que les maxima de la haute Marne et de l'Oise ont été trop tardifs pour avoir de l'influence sur celui de la Seine.

En janvier 1883, au contraire, les maxima des crues torrentielles et tranquilles se produisent à un très court intervalle qui donnent une influence anormale aux eaux de la haute Seine et de la Marne. Du 4 au 5 janvier, à vingt-quatre heures d'intervalle, on a le maximum à Bray et à Sens; il n'est séparé que par un intervalle de seize heures du 5 au 6 janvier à Chalifert et à Montereau,

(*) Sur les rivières navigables, les distances sont exactes, étant extraites du *Manuel officiel des distances*; sur les rivières non navigables, elles sont seulement approximatives.

t passée plusieurs jours avant

olues de propagation, on peut
t du diagramme, mais il faut
apter les sections soumises au

nvier 1883 une vitesse moyenne
de Conflans-sur-Seine (près
nt de l'Aube) à la Grande-Bosse
is le département de Seine-et-
Mantes la vitesse du maximum
one de 4^k,6, chiffre élevé, dû à
nvier la vitesse s'est abaissée
de la moyenne de 3 kilomètres
ns faites en 1876 de Paris à

le du bassin, le maximum de
qu'à Mantes en 4, 5 à 5 jours,
385 kilomètres avec une vitesse
on compte en effet d'ordinaire
e temps disponible en vue des
agit de la Seine à Mantes. Les
de propagation du maximum
correspondent à des différences
e du maximum (**), suivant que
rue est prédominante sur l'un
a mis très nettement ce fait en
mont du confluent de la Marne
raison des crues de 1866 et de

maximum s'était propagé entre Montereau
* en 17 heures en janvier, c'est-à-dire avec
kilomètres; il admet que les crues ordi-
4 kilomètres quand les barrages sont levés
is.

de la ligne qui relie les hauteurs maxima
x différentes échelles.

1883 que le remous de la Marne peut s'étendre à peu de distance de Corbeil, lorsque la crue de la Marne est beaucoup plus forte que celle de la Seine. Ainsi on a observé pour les altitudes :

	1866.	1883.	DIFFÉRENCE	
			+	—
	m.	m.	m.	m.
Seine à Courbeton, près Montereau.. . .	51,01	50,02	0,99	"
Marne à Chalifert..	41,21	42,89	"	1,68
Seine à Melun (échelle du barrage).. . .	41,65	40,79	0,86	"
— à Corbeil (échelle en amont du pont)	36,65	36,13	0,52	"
— Écluse d'Evry..	35,72	35,17	0,55	"
— — d'Ablon.	33,91	33,79	0,12	"
— — de Port-à-l'Anglais.. . . .	32,44	33,03	"	0,59
Confluent de la Marne..	32,14	32,94	"	0,80

Dans la basse Seine, les observations directes faites par M. l'Ingénieur en chef Caméré pour les vitesses de propagation du maximum entre Villez et Poses donnent en moyenne comme en 1876 des nombres voisins de 3 kilomètres à l'heure.

§ IV. — DÉBITS DES RIVIÈRES AU MOMENT DES GRANDES CRUES DE 1882-1883.

Des déterminations de débit ont été faites sur plusieurs de nos grandes rivières au moment des crues de décembre 1882 et de janvier 1883. Nous croyons utile de les rapporter ici, en en laissant tout le mérite aux Ingénieurs qui ont bien voulu nous les communiquer.

HAUTE SEINE. — Des jaugeages ont été faits par M. Getten pour la Seine en amont du confluent de l'Yonne; ils ont d'autant plus d'intérêt que cet Ingénieur considère la crue de 1883 comme la plus forte du siècle dans cette partie du bassin.

Il a obtenu : à Conflans-sur-Seine 405 mètres cubes, à Nogent-sur-Seine 420 mètres cubes, à Bray-sur-Seine 430 mètres cubes.

SEINE ENTRE LES CONFLUENTS DE L'YONNE ET DE LA MARNE.— M. l'Ingénieur Lavollée a mesuré à Corbeil les vitesses superficielles dans un profil resserré entre deux murs de quais, et a admis que les vitesses moyennes étaient égales à 80 p. 100 des vitesses superficielles. Il a ainsi obtenu, le 7 décembre 1882, pour une hauteur de 3^m,90 à l'aval du pont de Corbeil, 1 073 mètres cubes ; le 4 janvier 1883 pour une hauteur de 4^m,30, un débit de 1 263 mètres cubes. La formule donnée par M. l'Ingénieur en chef Boulé, d'après les observations multipliées faites de 1857 à 1876, dans laquelle le débit Q est évalué en fonction de la hauteur h au pont de Corbeil, donnerait des résultats presque égaux, 1 074 mètres cubes et 1 257 mètres cubes :

$$Q = 40 + 90 h + 45 h^2.$$

SEINE A PARIS.— Dans l'intérieur de Paris, M. l'Ingénieur Pérouse a fait une détermination de débit au moyen de flotteurs, au pont des Invalides, le jour même du maximum de la seconde crue, le 5 janvier 1883 ; la cote au pont d'Austerlitz était 6^m,24 et au pont de la Tournelle 6 mètres ; le débit observé a été de 1 504 mètres cubes, ce qui s'accorde avec le tableau de M. Poirée. Le 10 décembre 1882, pendant la décroissance de la seconde crue, on avait trouvé de même 1 262 mètres cubes, la cote à l'échelle de la Tournelle étant 5^m,33.

SEINE EN AVAL DE PARIS. — En aval de Paris, des jauges ont été faites à Suresnes (M. Nicou) et à Bezons (M. de Préaudeau) ; mais tandis que les premiers ont donné pour le maximum de décembre 1 695 mètres cubes (*) et pour celui

(*) M. Nicou fait remarquer que l'observation a été faite par un grand vent, ce qui a pu augmenter la vitesse des flotteurs.

le 3 janvier : 609 mètres cubes, le second fait les 8 et 9 décembre au moment du maximum n'a donné que 1 445 mètres cubes; la hauteur correspondante à l'échelle du pont de la Tournelle était de 5^m,85 et le tableau des débits de M. Poirée (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1877, 1^{er} semestre, p. 458) donnerait 1 450 mètres cubes. Il est possible que les derniers chiffres soient trop faibles et que le débit entre Paris et le confluent de l'Oise ait dépassé 1 500 mètres cubes; cependant nous rappellerons qu'en 1876, MM. Vaudrey et Brosselin ont trouvé par expérience un débit concordant exactement avec le tableau de M. Poirée.

SEINE EN AVAL DU CONFLUENT DE L'OISE. — En aval du confluent de l'Oise, le débit de la Seine a été déterminé à différents points sous la direction de M. l'Ingénieur en chef de Lagrené par les soins de MM. Caméré, Toulon et Lechalas. On observait, au moyen de flotteurs, la vitesse à la surface, puis on passait à la vitesse moyenne au moyen du coefficient de réduction habituel 0,80; dans l'arrondissement de M. Lechalas, les vitesses ont été mesurées avec le tube de Darcy; enfin à Méricourt et à Beaufort, on a employé concurremment un instrument nouveau que M. de Lagrené désigne sous le nom de *rhéomètre*. Les résultats ainsi obtenus se sont trouvés d'accord avec ceux des autres procédés.

EMPLACEMENTS des profils.	DATES des observations.	COTE DU JOUR à l'échelle de Mantes.	DÉBIT par seconde observé.
		m. c.	mètres cubes
Meulan, au-dessous de l'écluse.	9 décembre 1882..	7,54	2228
Rolleboise, à 10 kilomètres en aval de Mantes.	9 décembre 1882..	7,54	2117
	10 décembre 1882.	7,48	2155
	6 janvier 1883. . .	7,56	2201
Méricourt, à 12 kilomètres en aval de Mantes.	9 décembre 1882..	7,54	2203
	6 janvier 1883. . .	7,56	2123
Amont de l'écluse de Port Villez, à 35 kilomètres en aval de Mantes.	9 décembre 1882..	7,54	2149
	7 janvier 1883. . .	7,60	2141
En aval de l'écluse de la Ga- renne, à 53 kilomètres en aval de Mantes.	8 et 12 déc. 1882.	7,54	2363
	7 janvier 1883. . .	7,60	2240
En amont de l'écluse de Poses, à 92 kilomètres en aval de Mantes.	10 décembre 1882.	7,50	2246
Entre Elbeuf et Orival, à 112 ki- lomètres en aval de Mantes après le confluent de l'Eure.	11 décembre 1882.	7,37	2483
Entre Elbeuf et Orival, l'observation coïncide avec le maximum en ce point, car il s'est produit deux jours après celui de Mantes. Une remarque analogue s'applique aux observations de Poses et de la Garenne.			

Ces divers jaugeages s'accordent bien entre eux, ainsi qu'avec ceux qui avaient été fait en 1876. Ainsi, en prenant la moyenne des observations du 9 décembre 1882 dans les points les plus voisins de Mantes, Meulan, Rolleboise, Méricourt et Port-Villez on a un débit de 2174 mètres cubes correspondant à la cote maximum 7^m,54 de l'échelle du pont de Mantes.

Or en 1876 le débit trouvé pour le maximum avait été de 2250 mètres cubes correspondant à la cote 7^m,67.

M. l'Ingénieur Toulon a remarqué qu'au-dessus de la cote 4 mètres à l'échelle de Mantes, la courbe des débits en fonction des hauteurs à cette échelle s'écarte très peu d'une ligne droite, ce qui fait penser que les surfaces riveraines inondées servent peu à l'écoulement des crues : elles ne font qu'emmagasiner les eaux et réduire la hauteur de la crue.

MOIRES ET DOCUMENTS

1. — M. Le Fèvre,
d'ingénieur à Retz,
déterminations de
près de la jonction
dennés ; il a trouv

— ANNONCES DES C

rique des grandes c
gulièrement pour la
les soins du service
es avertissements
nd pour la Seine à
grand et Lemoine,
e en amont du coi
est donc complète.

de 1876, en ont ju
ux, tout en appor
tiles enseignements
des figures de la
rer, pour les prin
ar le service hydr
servées : les prévis
in, et les hauteur
des nombres étant
s prévisions ou ol
ut se rendre comp
leur disposition po
1. Le jour où le maxi
xé sur chaque bull
s à exagérer un pe
Il convient d'ailleu
plus tôt possible de
e semblables avert
temps, on le perd t

La montée étant le résultat de crues successives des affluents torrentiels, a été annoncée progressivement, à mesure que ces crues se produisaient. Ainsi pour la Seine à Paris, du 9 novembre au 6 décembre 1882 on a envoyé dix bulletins tant d'annonce que de confirmation, il y en a eu huit du 23 décembre 1882 au 4 janvier 1883.

SEINE A PARIS ET A MANTES. — Pour la Seine à Mantes, c'est-à-dire pour la région où les submersions sont de beaucoup les plus étendues, les annonces ont été très satisfaisantes : les dernières prévisions indiquaient dès le 26 novembre la cote $7^m,70$, le maximum réalisé le 8 décembre a été $7^m,54$. Le 5 janvier 1883 on a annoncé $7^m,70$; le maximum réalisé le 7 janvier a été $7^m,60$.

Pour la Seine à Paris, la dernière annonce a été trop forte pour la crue de décembre, à cause d'une erreur commise simultanément dans les prévisions de la Marne inférieure et de la Seine à Montereau par suite de l'influence signalée plus haut de la coïncidence des flots : on a indiqué $6^m,70$ au lieu de $6^m,12$; en janvier 1883 on a prévu, mais seulement la veille, $6^m,25$ au lieu de $6^m,24$.

La règle suivie pour l'annonce des crues de la Seine à Paris est toujours celle qu'a indiquée M. Belgrand dès 1854. La Seine étant étale ou croissante, la montée à Paris (pont d'Austerlitz) est le double de la moyenne des montées observées sur les huit rivières suivantes : Yonne à Clamecy, Cousin à Avallon, Armançon à Aisy, Marne à Chaumont, Marne à Saint-Dizier, Aisne à Sainte-Menehould (pont des Bois), Aire à Vraincourt (près Clermont-en-Argonne), Saulx à Vitry-le-Brûlé. La montée à Paris peut encore se calculer d'une manière approchée en prenant le double de la moyenne des montées observées sur les sept rivières suivantes : Yonne à Clamecy, Cousin à Avallon, Armançon à Aisy, Marne à Chaumont, Marne à Saint-Dizier, Aire à Vraincourt, Grand-Morin à Pommeuse (près Coulommiers) ; cette seconde règle l'avantage de tenir compte directement de l'influence du

Grand-Morin, et il est utile de comparer le risque auquel elle conduit avec celui de la Seine.

Quoique ce mode de calcul paraisse simple et quoiqu'il soit vérifié par le plus grand nombre d'observations, il ne doit être appliqué qu'avec précaution, car il exige quelquefois des corrections : lorsque les crues des affluents torrentiels ne sont pas complètes, on peut hésiter si l'on doit compter dans le calcul des montées partielles ou la montée totale. Les circonstances ont rendu les prévisions difficiles pour les crues dont il s'agit ici ; une autre complication est l'influence de la haute Seine qui, à cause de sa rapidité, n'intervient que très rarement dans la détermination du maximum et qui l'a légèrement surélevé.

Les prévisions de la Seine à Mantes se font d'après les mêmes règles que celles de la Seine à Paris : car

la montée est, en général, la même ; l'influence de l'Oise peut seulement occasionner une surélévation de quelques décimètres. La crue de l'Oise près de Compiègne est de 3^m, 74 à Paris. Dans les crues de 1882-1883, la crue de l'Oise a été notablement moindres à Mantes qu'à Paris. En comparant attentivement les deux échelles, on voit que les prévisions pour Mantes très exactes sont à MONTEREAU (*). — Pour la Seine à Mantes, la crue de décembre a été bien annoncée d'après les règles ordinaires, mais la dernière prévision a été 3^m, 74 au lieu de 3^m, 74. En janvier 1883, la crue a été de 4^m, 10 au lieu de 3^m, 99. Il est difficile de trouver les causes de ces différences.

Les règles ordinaires du service hydrométrique pour les montées égales à Sens et à Mantes sont les suivantes :

* A Montereau deux échelles très voisines, l'une au pont de l'Yonne ; les deux cotes diffèrent de 0^m, 10 et les annonces dont il est question ici se réfèrent à la cote de l'Yonne.

négligent ainsi l'influence de la petite Seine parce qu'est toujours en retard, étant surtout alimentée par les eaux de source, et ne fait ainsi ordinairement que son maximum.

Or, du 30 novembre au 4 décembre 1882, l'Yonne franchement en baisse tandis que la Seine à Montec enue par les eaux de la petite Seine, avait à sé; une nouvelle crue de l'Yonne supérieure surv 3, il en est résulté du 3 au 7 décembre une mont 10 à Sens et de 0^m,25 seulement à Montereau.

En janvier 1883, au contraire, en prenant l'ensembl ue, la montée a été plus forte (2^m,09) à Montereau 3 (1^m,92). L'influence de la crue de la petite Sein t atteint 2^m,90 à Bray a augmenté la montée à au. Les cas les plus douteux pour l'annonce des : ceux où, dans les crues multiples, la coïncidence ma des affluents torrentiels et tranquilles ne p de négliger ces derniers dans les règles à employ MARNE AU PERTUIS DE DAMERY (PRÈS ÉPERNAY). — L visions ont été satisfaisantes : on a prévu le 27 no 4^m,30 et le maximum 4^m,37 s'est réalisé le 2 décembre on a prévu 4^m,40 et le maximum 4^m,46 isé le 31.

es résultats n'ont pu être obtenus cependant qu onements et à la suite de l'examen détaillé des p es survenus en amont; les règles d'annonces ét p'ici pour les crues ordinaires ne s'appliquent pa

aux grandes crues d'inondation, où les montées sont fiées par la grande étendue des submersions dans les p de Champagne. Seulement, comme le maximum est ce cas atteint à la Chaussée deux ou trois jours amery, on peut prévoir la cote probable au perti amery par comparaison, au moyen de la relation tire (*) qui s'établit entre les échelles :

(*) Cette relation ne s'appliquerait pas au cas, d'ailleurs très rare

La Chaussée	^{m.} 2,80	^{m.} 2,90	^{m.} 3,00	^{m.} 3,05	^{m.} 3,10	^{m.} 3,15	^{m.} 3,20	^{m.} 3,25
Pertuis de Damery	3,80	4,05	4,29	4,35	4,41	4,47	4,54	4,62

M. l'Inspecteur général Guillemain a rattaché, par la règle suivante, les crues de la Marne au pertuis de Damery à celles de la Marne à Saint-Dizier et de l'Ornain à Fains. En appelant D la hauteur absolue à l'échelle du pertuis de Damery, S-D la hauteur à Saint-Dizier (échelle de la Valotte), F la hauteur de l'Ornain à Fains, β un coefficient de correction, on aurait :

$$(1) \quad D = (S-D - 0,40 + 0,60 F) \times \text{coefficient } \beta ;$$

β varie de 1,35 à 0,90 suivant que la quantité entre parenthèses varie elle-même de 2,92 à 4,64.

Cette règle s'est bien vérifiée pendant les dernières crues, puisqu'on a eu :

	12 NOV. 1882.	27 NOV. 1882.	7 DÉC. 1883.	30 DÉC. 1883.
Hauteurs observées..	3,81	4,57	4,04	4,46
— calculées..	3,66	4,22	4,06	4,30
d'après la formule (1)				

On pourrait donc employer utilement cette règle comme moyen de contrôle dans les grandes crues. Cependant son maniement est un peu moins commode que l'emploi de nos règles ordinaires; il convient d'ailleurs de comparer les montées plutôt que les hauteurs absolues, dans le cas très fréquent des crues multiples où les affluents éprouvent plusieurs montées distinctes et successives.

MARNE A CHALIFERT (PRÈS MEAUX). — Les annonces des crues de la Marne en aval du Grand-Morin sont les plus difficiles de toutes, parce que tout dépend de la coïncidence

grande crue d'été dans laquelle le flot torrentiel s'était très sensiblement par la traversée de la Champagne, faute d'être soutenu comme il l'est en hiver par les eaux de sources.

des flots de la Marne supérieure et du Grand-Morin. Cette petite rivière, ainsi que les autres cours d'eau voisins de la Brie, peut d'ailleurs avoir une influence très sérieuse à la suite d'une humidité prolongée, dès que la nappe des meuliers qui repose sur des argiles imperméables se trouve saturée par les pluies. Comme le Grand-Morin n'a qu'une longueur très restreinte et qu'il se trouve presque aux portes de Paris, son influence est extrêmement brusque. On a ainsi pour la Marne inférieure deux genres de crues très distinctes : les unes dues uniquement à la Marne supérieure et se propageant très lentement, les autres dues à la fois à la Marne supérieure et au Grand-Morin, dont les allures sont beaucoup plus irrégulières et dans lesquelles le maximum comme la montée elle-même peuvent se produire très brusquement.

Nous tenons compte, en général, de l'influence de la Marne supérieure en admettant que, lorsque le Grand-Morin est complètement stationnaire, la montée à Chalifert est les 0,6 de la montée au pertuis de Damery. Quand la Marne au pertuis de Damery est étale et que le Grand-Morin à Pommeuse (près Coulommiers) est en crue, la montée à Chalifert est à peu près les 0,65 de la montée à Pommeuse. Lorsque la Marne supérieure et le Grand-Morin sont ensemble en crue, le résultat est en général intermédiaire, car il dépend de la coïncidence des deux flots, et les prévisions deviennent très délicates.

Dans la crue de décembre 1882, une montée de 1^m,70 du Grand-Morin a été presque entièrement absorbée à Chalifert par le commencement du rabais de la Marne supérieure. Au contraire, en janvier 1883, une montée de 0^m,90 du Grand-Morin à Pommeuse, survenant le lendemain du maximum de Damery, a eu une influence certaine sur le maximum de Chalifert.

Dès le 27 novembre, on a pu annoncer la cote 4^m,50 à Chalifert, comme devant se produire plusieurs jours après :

du 2 au 3 décembre, la rivière atteignait 4^m 90, une très forte crue s'étant produite sur laquelle on a annoncé un surcroît qui devait porter la hauteur à 4^m,90 à Chalifert et qui ne s'est pas réalisé.

En janvier 1883, en présence d'une crue du Grand-Morin, et d'une montée déjà presque terminée à Chalifert, on a, en toute hâte, annoncé la hauteur à Chalifert : le maximum réel a été de 4^m 90 le matin; si tardif qu'il ait été, cet avertissement a permis de prévenir en temps utile tous les riverains de la banlieue de Paris, car il faut enlever le flot de la Marne pour aller du confluent de la Marne au confluent de la Seine près Paris.

M. l'Inspecteur général Guillemain a cherché à résoudre le même problème en établissant une relation entre les crues de la Marne à Meaux (*) et les hautes eaux à Damery sur la Marne et à Couilly-Morin.

Si D est la hauteur au pertuis de Damery, la hauteur moyenne à Couilly pendant les trois jours précédant le maximum de Damery, la valeur M de la hauteur de Meaux sera :

$$(2) \quad M = D \times \text{coeff. } \delta + 0,44 (\mu - 1,20)$$

δ est un coefficient de correction variable en fonction de la hauteur D, suivant :

Hauteur de la Marne au Pertuis de Damery. . .	3,80	4,00
Coefficient δ	0,90	1,00

Cette formule donne des résultats satisfaisants sous la condition de corriger, même après le maximum, la hauteur de Meaux de la hauteur de Damery.

(*) A Meaux, la Marne subit déjà l'influence de certaines crues du Brie, le Surmelin, le Petit-Morin, etc.

mery, la valeur de μ d'après les variations qui surviennent dans les hauteurs d'eau du Grand-Morin. Avec cette correction on aurait eu :

	2 DÉC. 1882.	11 DÉC. 1882.	3 JANV. 1883.
Cotes observées à Meaux.	5,30	4,54	5,43
— calculées. d'après la formule (2)	5,35	4,42	5,45

Mais les coefficients, calculés seulement au moyen d'un petit nombre de crues, pourraient donner dans d'autres cas des résultats moins concordants. D'ailleurs, comme Couilly est très près du confluent du Grand-Morin, il faudrait, pour faire les prévisions à temps, transformer les indications de cette échelle en celles d'une autre située plus en amont.

AISNE A PONTAVERT. — Sur l'Aisne, à Pontavert, on a annoncé : le 14 décembre, la cote 4^m,10 au lieu de 3^m,64 réalisés le 17 ; le 25 novembre, 4 mètres au lieu de 3^m,87 réalisés le 28 ; le 26 décembre, 3^m,70 au lieu de 3^m,62 réalisés le 30.

A Pontavert, de même que pour la Marne à Damery, l'étendue des submersions modifie les règles d'annonce établies pour les crues ordinaires. Les cotes supérieures à 3^m,40 ne peuvent guère s'annoncer que par comparaison avec des crues analogues ; c'est parce que l'on a opéré ainsi pour la dernière crue que l'annonce du 26 décembre a très bien réussi.

OISE A VENETTE (PRÈS COMPIÈGNE). — Pour l'Oise, à Venette, on a annoncé, le 30 novembre, la cote 6^m,05 au lieu de 6 mètres réalisés le 2 décembre ; le 31 décembre, 6 mètres au lieu de 5^m,88 réalisés les 1-2 janvier.

La règle habituellement employée pour calculer la montée de l'Oise à Venette consiste à ajouter les 0,4 de la

montée de l'Aisne à Sainte-Menehould (*) (pont des Bois), les 0,2 de la montée de l'Aire à Vraincourt (près Clermont-en-Argonne), et les 0,5 de la montée de l'Oise à Hirson (Aisne).

Cette formule se vérifie pour la plupart des crues ordinaires, mais pour les très grandes crues, elle peut donner, d'après l'expérience qui vient d'en être faite, des résultats un peu faibles. Il ne faudrait pas remplacer dans cette formule les éléments qui représentent l'influence de l'Aisne par la montée à Pontavert, car nous avons fait remarquer qu'en grandes crues l'Aisne à Pontavert monte moins et l'Oise à Venette monte plus que dans les crues ordinaires auxquelles s'appliquent le mieux les règles d'annonces.

Lorsque, comme il arrive assez souvent, les grandes crues sont surtout alimentées par l'Aisne, sans qu'il y ait eu de montées supérieures à 2^m, 20 sur l'Oise supérieure à Hirson, les hauteurs à Pontavert et à Venette paraissent liées par la relation suivante :

Hauteurs aux éch.	}	de l'Aisne à Pontavert. . . .	3,50	3,60	3,70	3,80	3,90	4,00
			5,50	5,63	5,75	5,84	6,00	6,12
		de l'Oise à Venette. . . .						

mais il ne faut s'en servir qu'avec réserve dans le cas de fortes crues de l'Oise supérieure.

§ VI. — TRANSMISSION ET DIFFUSION DES AVERTISSEMENTS,

Les services d'annonce des crues fondés par M. Belgrand dans le bassin de la Seine avaient pour objet la transmission des prévisions numériques à tous les ingénieurs riverains; elle ne s'étendait qu'aux intéressés qui en avaient fait

(*) Ce qui correspond aux 0,28 de la montée à l'échelle du pont des Moulins à Sainte-Menehould, car cette dernière montée est en général les 0,7 de celle de l'échelle du pont des Bois qui autrefois était seule observée, quoique assez mal placée.

demande. Les communes menacées par les inondations n'étaient prévenues que par l'intermédiaire des agents des Ponts et Chaussées, et principalement par ceux de la navigation.

M. Belgrand avait évité de donner un caractère officiel et réglementaire à ces transmissions, afin qu'elles fussent subordonnées aux résultats de l'étude technique et scientifique; il pensait que cette étude, suffisamment prolongée, était la base nécessaire de l'organisation administrative du service hydrométrique du bassin de la Seine. M. Lalanne, qui a succédé à M. Belgrand (1878-1881), assurant le maintien de son œuvre, en a conservé intactes les traditions.

Pendant que se poursuivaient, d'après le programme arrêté dès 1854, les études hydrologiques du bassin de la Seine, l'Administration des Travaux Publics avait réglementé minutieusement, sur les propositions de M. Gros, le service hydrométrique et de l'annonce des crues dans le bassin de la Garonne. Ces dispositions avaient été étendues en principe, par une circulaire ministérielle du 7 août 1879, à tous nos grands bassins français. L'Administration n'a pas cru devoir laisser le bassin de la Seine en dehors de cette organisation générale.

En 1881 et 1882, sur la proposition de M. l'Inspecteur général Lefébure de Fourcy, directeur du service hydrométrique du bassin de la Seine et président de la commission d'annonce des crues, il a été décidé qu'il y avait lieu d'étendre les résultats déjà obtenus en fait par les études successives de MM. Belgrand et G. Lemoine de manière à en faire profiter régulièrement les populations menacées par l'approche des inondations. Le service hydrométrique central du bassin de la Seine a dû préparer, de concert avec les Ingénieurs en chef des différents services intéressés, une série de règlements analogues de forme à ceux qui ont été adoptés pour les bassins de la Garonne, de l'Adour, de la Saône et des rivières du nord de la France, et qui ont pour objet de fixer le concours demandé pour les transmissions aux préfets,

sous-préfets et maires, de manière à prévenir de l'approche des inondations toutes les communes riveraines sérieusement intéressées.

Nous avons mis tous nos soins à ce que cette organisation, nouvelle quant à la forme, laissât absolument intacte, quant au fond, l'œuvre de M. Belgrand.

D'après la réglementation qui s'achève en ce moment, le service hydrométrique central du bassin de la Seine envoie directement ses annonces à ses correspondants ordinaires comme par le passé lorsqu'il s'agit seulement de petites crues n'intéressant que la navigation, la batellerie et les travaux en rivière. Mais dès que les submersions sont à craindre, les annonces sont en outre envoyées à un certain nombre de fonctionnaires de l'ordre administratif, préfets et sous-préfets, qui sont chargés de la diffusion des avertissements aux populations riveraines, conformément à des règlements départementaux approuvés par les deux Ministres de l'Intérieur et des Travaux Publics.

Cette organisation officielle a été soumise à une première expérience pendant les crues de l'hiver 1882-1883 parce qu'une partie des règlements à l'étude étaient déjà en vigueur, notamment pour la Seine en aval de Paris. C'est surtout dans cette région qu'une diffusion plus complète de nos avertissements peut avoir une utilité sérieuse, car les étendues submersibles y sont très grandes et la prévision peut se faire de *quatre à cinq* jours avant que l'inondation ne se réalise.

De nombreuses demandes ont été produites depuis les inondations, surtout dans la banlieue de Paris, pour obtenir l'extension des avertissements envoyés *directement* par le service hydrométrique central.

Il importe de remarquer que la tâche du bureau central, augmentée sous certains rapports par les règlements approuvés, ne pourrait être accrue davantage ni quant au nombre des prévisions, ni quant au nombre des transmis-

sions à faire pour chaque échelle. Pendant la première crue du 9 novembre au 8 décembre 1882, sans tenir compte du double travail qui résulte de la confirmation par bulletins postaux des annonces télégraphiques, il a été expédié :

Au-dessous du niveau des submersions.	2	597	bulletins.
Au-dessus	—	—	2 533 —
Total.		5 130	—

Il a fallu tout le dévouement de MM. Monnot et Jouglà, conducteurs attachés au service hydrométrique, pour suffire à cette tâche, qui s'est renouvelée à partir de la fin de décembre.

Ces chiffres, qui s'étendront peut-être lorsque l'organisation actuelle sera encore mieux connue, montrent l'utilité de la constitution de quelques services locaux d'annonces de crues destinés à améliorer le service d'avertissements pour la partie supérieure des affluents de la Seine et à diminuer l'encombrement du bureau central. Ces avertissements locaux seront confiés désormais pour l'Yonne aux Ingénieurs d'Auxerre et de Sens, pour la petite Seine à l'Ingénieur de Nogent, pour la Marne supérieure à l'Ingénieur de Châlons, pour l'Aisne dans le département des Ardennes à l'Ingénieur de Rethel, pour l'Oise supérieure à des agents en résidence à Origny-Sainte-Benoîte et à Fagnies.

Les résultats obtenus jusqu'ici pour l'annonce des crues de la Seine et de ses principaux affluents appellent encore différents progrès à réaliser. Tels qu'ils sont, ils ont une utilité incontestée et peuvent être imités ailleurs. Mais il est nécessaire d'insister sur ce que ces prévisions numériques pour les crues des rivières ne peuvent s'établir qu'à la suite d'une longue série d'observations organisées avec méthode. Les très grandes crues ne se reproduisent qu'à de longs intervalles et souvent avec une forme et dans des conditions différentes ; chacune d'elles apporte son ensei-

gnement, qui est la base de la prévision c
rieures.

L'étude persévérante et approfondie
qu'exerce sur ces grands phénomènes cha
constances si variables au milieu desquelles
sent, permet, au moment du danger, d'en
dement, d'en prévoir à l'avance, et souvent
ou d'en atténuer du moins les redoutables e

Paris, le 18 juillet 1883.

CHRONIQUE.

(Septembre 1883)

N° 5

EXAMEN CRITIQUE DES SYSTÈMES D'EXÉCUTION**APPLIQUÉS A LA****CONSTRUCTION RAPIDE DES GRANDS TUNNELS**

M. Bridel, Ingénieur en Chef de la Construction des Chemins de fer du Gothard, a publié récemment un intéressant travail sur l'importante question du percement des grands souterrains.

L'objet de cette étude était de rechercher si la galerie d'avancement, dans l'exécution d'un grand souterrain, doit être percée en calotte ou au niveau de la plateforme, et quel est celui de ces deux systèmes qui permet de réaliser la marche la plus rapide.

Au mont Cenis, le souterrain a été livré 9 mois après la rencontre des deux galeries. La galerie était ouverte à la base.

Au Gothard, il a fallu 22 mois après la jonction des deux galeries percées en calotte, pour permettre le passage des trains.

A l'Arlberg, l'avancement du battage au large suit l'avancement en galerie, pratiqué au niveau de la plateforme, à la même distance qu'au mont Cenis.

L'efficacité du système de construction par galerie à la base n'est donc pas douteuse. Il importe cependant de savoir si les résultats moins favorables, obtenus au Gothard, doivent être attribués au système d'exploitation par galerie en calotte, ou à d'autres causes.

M. Bridel compare les deux modes d'exécution aux trois points de vue suivants :

1° Influence du système adopté sur la rapidité que l'on peut obtenir pour l'achèvement des parties du tunnel dans lesquelles la galerie est percée ;

2° Influence de ce système sur les difficultés à vaincre lorsqu'on traverse de mauvais terrains ;

3° Influence sur les frais de construction.

I.

INFLUENCE DU SYSTÈME ADOPTÉ SUR LA RAPIDITÉ DE L'ACHÈVEMENT.

Lorsqu'un souterrain est percé sans le secours des machines et que le terrain n'exerce pas de fortes pressions, le percement de la galerie en calotte est avantageux : le battage au large et l'exécution des maçonneries suivent à faible distance.

Mais dès que l'emploi des machines perforatrices permet de réaliser des avancements de 4 à 8 fois plus rapides que ceux que peut donner le travail manuel, le cube à déblayer sur un seul point d'attaque devient trop considérable. Employât-on même la perforation mécanique, le déblai et le transport seraient impossibles.

A l'Arlberg, où comme nous l'avons dit, la galerie d'avancement est ouverte à la base et où l'on réalise des avancements qui ont atteint (côté Est) jusqu'à 193 mètres par mois, on perce, de distance en distance, des cheminées au ciel de la galerie, puis, au sommet de celles-ci et dans les deux directions, une petite galerie en calotte. On procède ensuite aux abattages latéraux. Les maçonneries suivent. Et l'on multiplie ainsi les chantiers isolés avec une avance de 700 à 900 mètres de la galerie sur l'achèvement à pleine section.

Au mont Cenis, au lieu de percer des cheminées comme à l'Arlberg, on avait ouvert une nouvelle galerie atteignant le ciel de la calotte en deux étages. On économisait sur l'exécution des cheminées, mais on dépensait davantage en boisages.

Au tunnel de Laveno (2935 mètres), on perça la galerie de base en 368 jours. En même temps, on ouvrit une galerie en calotte, qui fut achevée 2 mois après la première. Des entonnoirs réunissaient les deux galeries. Le battage au large et la maçonnerie suivaient. Le souterrain a été livré 16 mois $1/2$ après le commencement des travaux.

Le système suivi au Gothard est celui de la galerie en calotte. Il a subi diverses modifications qui ont consisté dans l'établissement, à des niveaux variables, de la voie servant aux transports. Des plans inclinés, ménagés de distance en distance, servaient à

raccorder la voie de la galerie avec la voie du chantier de battage au large, placée en arrière. Le déplacement de ces rampes étaient long et gênant. On essaya d'y substituer des élévateurs hydrauliques, d'un déplacement plus facile, mais ces appareils se dérangeant fréquemment, on dut y renoncer.

Les rampes ne se déplaçaient qu'à de grands intervalles, d'une manière très irrégulière, alors qu'elles auraient dû, suivant un plan régulier, être déplacées tous les 500 mètres au plus.

M. Bridel établit le programme des travaux d'un tunnel, avec galerie en calotte, en admettant un avancement mensuel de 150 mètres et en supposant, comme il convient, que la galerie, le battage au large, la voûte, la cunette de strosse, le strosse et les piédroits progressent régulièrement de la même quantité. Il arrive à cette conclusion que la longueur normale des chantiers d'une attaque doit être de 2 365 mètres, peu différente, par conséquent de celle de 2 750 mètres du Gothard (alors qu'elle n'est que de 950 mètres à l'Arlberg.) D'où il résulte qu'il faudra

$\frac{2\,365}{150} = 15,77$ mois pour achever un tel souterrain après le percement de la galerie, tandis qu'à l'Arlberg, ce délai ne sera que de 4, 8 mois, en admettant le maintien du personnel y employé.

II.

INFLUENCE DU SYSTÈME DE CONSTRUCTION DANS LES TERRAINS EXERÇANT DE FORTES PRESSIONS.

On exécute les maçonneries d'un souterrain de deux manières :

- 1° En déblayant à toute section et en commençant par le bas ;
- 2° En construisant la voûte après déblai de la calotte, puis, la supportant d'un côté sur des étais, en déblayant et construisant le piédroit en sous-œuvre ; — enfin, en procédant de même pour l'autre côté.

Tant que le terrain n'exerce pas de fortes pressions, ce dernier système peut être appliqué, mais si l'inverse a lieu, cette méthode offre des difficultés et des inconvénients.

Dans les terrains meubles, chargeant beaucoup, mais non compressibles, on doit prendre des précautions spéciales ; donner une forte surélévation à la voûte (au Gothard, on a été jusqu'à 0^m,50 et 0^m,80) ; mettre des étrésillons très résistants aux naissances ; procéder par petites tranches. Ce travail est lent et produit souvent des dislocations.

Dans les terrains plastiques, le rapprochement des naissances a lieu avant l'exécution de la cunette de strosse.

M. Bridel rapporte, d'après M. Lanino, les difficultés qui se sont produites sur la ligne de Foggia à Naples. Le rétrécissement de la voûte commençait peu après le clavage; quant à la clef, elle ne s'abaissait qu'au moment du déblai du strosse. Les cintres brisaient par place. Il fallut refaire $1/6$ environ de la maçonnerie de la voûte.

Quand le terrain fut plus mauvais, on débaya à toute section et on éleva les maçonneries en commençant par la base. Lorsqu'on put claver, sans que le terrain se mit en mouvement, on réussit sans être obligé à aucune reprise.

Sur 470 mètres de long, on échoua. Il fallut procéder par anneaux de 2 à 3 mètres, maçonnés sur la moitié inférieure de la hauteur et bloquer à pierres sèches, en réservant seulement une petite galerie à la base.

Au Gothard, sous Andermatt, des faits analogues se sont produits.

Quand après plusieurs mois d'exécution de la voûte on eut ouvert la cunette de strosse, les avaries qui se produisirent à la voûte rendirent la reconstruction indispensable. La clef, malgré l'existence des piédroits, s'abassa de 1 mètre. La voûte, en un point où la cunette venait d'être ouverte, se rétrécit de 1 mètre à une hauteur de 2^m,20 au-dessous de la clef.

Il fallut la reconstruire, en commençant par les piédroits.

Ce travail se fait en général avec facilité si, dès le début, la galerie d'avancement a été établie au niveau de la plateforme; les transports s'opèrent sur une voie qui n'est plus déplacée. Et l'on peut percer une cheminée montante et ouvrir une galerie de faite permettant une marche facile et rapide de l'excavation et des maçonneries.

Comme on ne sait jamais, quand on attaque un grand tunnel, si on ne rencontrera pas des terrains plastiques, ou exerçant de fortes pressions, il y a lieu de donner la préférence au système de la galerie de base, qui permet de parer aux éventualités qui pourront survenir.

III.

INFLUENCE DU SYSTÈME DE CONSTRUCTION SUR LA DÉPENSE.

M. Bridel établit les prix de revient comparatifs d'un souterrain percé, soit avec galerie en calotte, soit avec galerie à la base.

Les galeries proprement dites coûtant le même prix dans les deux cas, les dépenses de l'excavation, déduction faite de la galerie, sont entre elles comme 58,5 est à 64,4, ou comme 100 est à 110.

Si maintenant, on tient compte de ce fait qu'avec la galerie en calotte, ouverte par des machines, il faut établir une cunette de strosse de grande longueur pour multiplier les attaques, les dépenses ci-dessus sont entre elles comme 63,25 est à 64,4 ou comme 100 est à 101,82.

Le coût de l'ouverture du souterrain est à peu près le même dans les deux hypothèses.

Mais d'un autre côté, l'avantage au point de vue des chargements, de la pose de la voie et des transports appartient, sans conteste, au système de la galerie de base.

Il en est de même en ce qui concerne l'écoulement des eaux de suintement, qui n'a pu être réalisé au Gothard qu'au moyen d'un caniveau spécial, ouvert à la mine sur le côté de la calotte. Les conduites d'air et d'eau pour les besoins de la perforation mécanique et de la ventilation s'établissent beaucoup plus aisément dans la galerie de base que dans la galerie en calotte et n'exigent pas ces déplacements qui résultent du changement fréquent des pentes de raccordement de la galerie supérieure et de la plateforme.

Quant à la ventilation, les résultats obtenus à l'Arlberg, avec la galerie de base, sont bien supérieurs à ceux qui ont été réalisés au Gothard, et montrent qu'il est possible d'aérer les chantiers avec une grosse conduite et une faible pression (0^m 2) dans des conditions beaucoup plus satisfaisantes qu'on a pu le faire au Gothard avec une petite conduite et une forte pression (6 atmosphères), tout en dépensant la même force motrice.

De ces diverses indications, il ressort que l'excavation à pleine section et l'exécution des maçonneries sont plus coûteuses avec la galerie d'avancement en calotte, dès que la rapidité d'exécution à obtenir exige l'emploi de la perforation mécanique.

En terminant cette intéressante étude M. Bridel indique que : le prix du mètre courant de tunnel à l'Arlberg avec un revêtement minimum (et pour la partie comprise entre les kilomètres 3 et 4, à partir de chaque tête, laquelle correspond à la distance moyenne du tunnel du Gothard), est de 2 646 fr. 80
 tandis que l'entreprise Favre recevait, au Gothard. 3 630 00

Différence en plus . . . 983 fr. 20

avec une roche, à la vérité, plus dure au Gothard.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

Les prix de l'Arlberg seraient rémunérateurs, tandis que les preneurs du Gothard disent avoir subi une grosse perte.

Bridel conclut en ces termes :

« est indubitable que le principal facteur de cette différence de prix de revient que l'on ne saurait expliquer sans cela, réside dans la différence des méthodes appliquées et nous croyons pouvoir dire que pour les tunnels qui doivent être exécutés avec une grande rapidité, la méthode par galerie à la base est plus économique que celle par galerie en calotte. »

L'étude que nous venons d'analyser est féconde en enseignements précieux. D'autres grands souterrains seront encore percés, à travers le mont Blanc, peut-être le Simplon. Les Ingénieurs qui seront chargés de l'exécution de ces travaux, ou de travaux analogues, trouveront dans le travail de M. Bridel des conseils et des données d'une valeur considérable.

(Extrait de la *Revue générale des Chemins de fer.*)

56

ROLOGIQUE

AUGUSTE VARROY

PONTS ET CHAUSSÉES
ET DES TRAVAUX PUBLICS.

—

ef des Ponts et Chaussées,
t publié une intéressante et
t les travaux de M. Varroy,
ublics. En raison de son ca-
ouvait trouver place dans les
fois occupé une trop haute
nées pour qu'il n'y ait pas
de ce recueil les principaux
qui suit est extrait presque
. Picard.

: né à Vitel (Vosges), le
un notaire, devenu depuis
n octobre 1835, ses études
us, son ancien professeur,
:

, il était merveilleusement
ait la conception prompte, la
te et apprendre n'était pour
brillantes et solides études
tres qu'en sciences. »

ial que pour aller suivre, à

, 3^e ann., 4^e cah. — TOME VI. 24

l'institution Sainte-Barbe, les cours de sciences. Reçu à l'École polytechnique et pas à y occuper le premier rang, avec 1846, à l'âge de vingt ans.

Il embrassa la carrière des Ponts et Chaussees, celle que portaient ses goûts et ses talents.

Sorti le premier de l'École d'applications, l'une dans la Gironde, au service de la Garonne; et l'autre dans la Meuse, au canal de la Marne au Rhin et du chemin de fer de Strasbourg, il fut attaché au secrétariat des Ponts et Chaussées.

Nommé au grade d'Ingénieur ordinaire par décret du 29 octobre 1849, il fut nommé le 1^{er} mai 1850, à la résidence de Mulhouse, au canal du Rhin et du canal du Rhône au Rhodan.

Un mois après, par suite d'un remanagement, il fut envoyé à Colmar et attaché exclusivement au Rhin.

Promu, le 1^{er} décembre 1852, à la 3^e classe, il fut appelé, le 1^{er} janvier 1853, au service de Strasbourg et chargé des travaux de la navigation de l'Ill et du canal de la Marne au Rhin. Il s'y distingua particulièrement dans l'entretien des ponts sur la rivière de l'Ill, à la ville de Strasbourg.

Une décision ministérielle du 1^{er} août 1853, le nomma, outre le contrôle d'exploitation d'une ligne de chemins de fer de l'Est, sous les ordres de l'ingénieur en chef des Mines. Cet ingénieur, dès 1859, comme appelé à se mettre à la disposition de lui le plus brillant élève de son service.

Vers cette époque, les pouvoirs publics créèrent plusieurs lignes de chemins de fer industriels et notamment celle de L.

L'État devait entreprendre directement les travaux. M. Varroy fut désigné, le 1^{er} novembre, pour les diriger tout en restant attaché au contrôle de l'exploitation du réseau de l'Est. Les excellents services qu'il rendit dans ces nouvelles fonctions furent récompensés par la décoration de la Légion d'honneur, le 13 août 1864, et la promotion à la première classe de son grade, le 1^{er} septembre 1865.

C'est à cette époque que le département de la Meurthe, à l'exemple du Bas-Rhin, songea à créer un réseau de chemins de fer départementaux. Dans deux brochures publiées, l'une en 1865, en collaboration avec MM. Marx et Jundt, l'autre en 1865, M. Varroy traçait le plan d'ensemble d'un réseau de chemins d'intérêt local, étudié au point de vue des intérêts départementaux et proportionné aux ressources de la région. Il proposait un premier classement embrassant quatre chemins de 100 kilomètres de longueur totale : ceux de Nancy à Château-Salins et à Vic, de Sarrebourg à Fenestrang, d'Avricourt à Blamont et à Cirey et de Nancy à Vézélie. Les projets en étaient étudiés sous la direction de M. l'Ingénieur en chef Guibal, par MM. Dilschneider et Bizalion pour le chemin de Nancy à Château-Salins et à Vic, et par M. Varroy pour les autres.

Dès le 16 novembre 1866, un arrêté pris conformément aux vœux du conseil général du département de la Meurthe organisait un service spécial de chemins de fer d'intérêt local et en chargeait M. Varroy, sous la direction de M. l'Ingénieur en chef Guibal. Les études étaient poussées avec une grande activité; dès 1868, les traités de concession étaient ratifiés par le Conseil et les décrets déclarant l'utilité publique intervenaient presque en même temps.

Les travaux de la ligne d'Avricourt à Cirey, dirigés d'abord par M. Varroy et plus tard par M. l'Ingénieur Bauer, étaient terminés dès le commencement de 1870.

Durant cette période, le rôle et l'influence de M. Varroy n'avaient cessé de grandir. Cédant aux sollicitations et aux

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

nces du Préfet et du chef hiérarchique
ministre des Travaux Publics l'autorisa-
tion des chemins de fer d'intérêt local, la
guerre vint interrompre l'œuvre qu'il p
d'activité. Durant cette période néfaste
pas inactif. Après avoir organisé de
branche du chemin de fer de Nancy à
ir du travail aux ouvriers nécessiteux
eaux, et fut attaché à l'état-major
ème armée pour y remplir les fonction
du génie et y surveiller spécialement
ation exécutés par les compagnies de
is il dut bientôt résigner ces fonctions
élection à l'Assemblée nationale. A
e, sa carrière devient surtout politi-
fois Ministre des Travaux Publics, à
la part la plus active à la création du
outes les discussions relatives aux grands
votés par le Parlement. Après la chute,
abinet présidé par M. de Freycinet et
e, M. Varroy se retira à Nancy, puis
les chagrins que lui avaient causés la
, puis la mort de sa femme, enlevée p
en 1875, par une congestion pulmonaire,
sa santé et triomphé de la vigueur de

appé d'une première crise avant son dé-
but de nouvelles à Nancy et à la Camer-
ins affectueux d'une sœur dévouée, M
mba le 23 mars 1883 au mal qui l'étre-
pensée avait été pour ce pays si cruel
guerre, qu'il avait vivement aimé et

(N° 57)

COMPTE RENDU
DE LA CONSTRUCTION
DU
IN DE FER DE BUSIGNY A HIRSON

DANS LE LIMON DES PLAINES
; ARGILES ET SABLES TERTIAIRES, LA CRAIE MARNEUSE,
LES ARGILES ET SABLES DU GAULT

MENCHE de LOISNE, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées

ET

M. VERGNOL, Ingénieur auxiliaire des Travaux de l'État.

DESCRIPTION DE LA LIGNE.

ne de Busigny à Hirson par Le Nouvion et La Capelle,
clarée d'utilité publique le 31 juillet 1879 ; son étend-
de 54^k,5.

acé part de la cote 143,80 à la station de Busigny,
artient au bassin de l'Escaut, pour s'élever à la cote
sur le plateau qui domine la vallée de la Selle,
qu'on franchit vers sa source à la cote 126,70.

acé remonte jusqu'au faite séparatif des vallées de
et de la Vieille Sambre (154,50), il franchit la
Sambre à la cote 144,56 après avoir traversé le
la Sambre à l'Oise, remonte jusqu'au faite sépa-
la Sambre et du Noirieux à la cote 205,50,
le Noirieux, et gagne le plateau de La Capelle dont

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

ersant Sud est vers l'Oise, et le vers
es. Il atteint l'altitude maxima 229, d
traverse (164,37) et remontant ver
gauche, atteint la station d'Hirson à
n coupe donc tous les cours d'eau c
ours n'est facile que sur les 12 kilom
a Capelle.

a haute importance de cette ligne au
nse du territoire, puisqu'elle réuni
s de la Manche à l'Argonne et à la l
posé la rampe maxima de 0,012 par
ourbure de 600 mètres, alors que l'
nécessité des rampes de 0,018. De
uses d'exécution. Ainsi la hauteur des
nètres et celles des remblais 20 mètr
e mouvement des terres était de 28
ilomètre pour deux voies dans les p
en réalité il s'est élevé à 33,200.

es principaux ouvrages d'art consister

Dans un pont à la traversée du cana
e, à tablier métallique de 25^m,50 de p
hemins de halage et de contre-halag

Dans un viaduc de 221 mètres de lo
eur de 16 à 23 mètres, entre le dessi
dessus du couronnement.

e nombre des passages supérieurs est
lui des passages inférieurs de . . .

e nombre des ponceaux et aqueducs po
lement des eaux est de

lui de passages à niveau.

es travaux de terrassements et ouvri
dication publique, ont été commencé
chevés le 1^{er} juin 1883; la dépe
ve à l'heure actuelle à 127 000 frai

les acquisitions de terrains ; mais, à cette somme, il conviendra d'ajouter pour l'entretien, pendant l'exécution de la superstructure, une somme d'environ 5 000 francs au kilomètre.

L'exécution a présenté des difficultés qui doivent être rapprochées du prix de revient, en indiquant les procédés qui ont permis de restreindre les dépenses ; et tout d'abord il convient d'étudier le terrain au point de vue géologique.

Étude géologique. — Le sous-sol des quatre premiers kilomètres appartient aux terrains tertiaires : sables et grès, lignite, traces de tuffeau glauconieux superposé à une couche d'argile plastique peu épaisse, mais qui l'est assez pour retenir les eaux. C'est dans ces terrains que la Compagnie du Nord a subi les graves accidents de la tranchée de la Planquette, et la compagnie d'intérêt local de Velu-Bétincourt à Saint-Quentin, ceux de la tranchée d'Holnon.

On entre ensuite dans les Alluvions Anciennes ou Limon des plaines coupées dans les thalwegs des vallées du bassin de la Sambre par des dépôts caillouteux, et dans ceux des affluents de l'Oise par des affleurements de Craie Marneuse. Tel est le système géologique entre les kilomètres 4 et 46.

Les terrains de Limon ont la plus grande valeur au point de vue agricole ; mais dès l'origine de sa concession, la Compagnie du Nord a eu à y relever de nombreuses dégradations sur les lignes de Lille à Dunkerque et à la Belgique.

Les roches qui constituent cette formation d'eau douce, sont des cailloux roulés, des sables, des argiles ; l'on y trouve la terre à faire des briques et le sable bouillant, qui est la terre sans cervelle des terrassiers flamands.

Ces terrains doivent être débarassés par le drainage des eaux de filtration, et protégés par un talutage en bonne terre végétale gazonnée, pour éviter les corrosions. Si le drainage n'est pas solidement fondé, les écoulements sont interrompus, et les terres s'effondrent, comme on l'a vu à

Hem, sur la ligne de Somain à Tourcoing, Barczewski a réparé le désastre en établissant aux tranchées, jusqu'à la Glaise, une pi laquelle est encastré, dans le terrain vier en drains de l'agriculture de 0^m,10 de r remplacé les terres éboulées par de l'argile par couches, alternant avec des lits de sc les remblais en y faisant pénétrer des ép superposés à des drains de 0,08 de diamè

Dans les Argiles Tertiaires, appelées d Busigny-Hirson : Sables et Grès du Quesn de Vervins, la distinction des couches perm méables n'est pas franche, et on ne sait p qui paraît sèche ne sera pas aquifère au c grandes pluies. De là les accidents qui ont re il y a quelques années, à la Planquette, l' Paris à Erquelines, pendant plusieurs r réparation intégrale a coûté 1 800 francs :

Le Limon à Wassigny est superposé à l. pagne, mais dans la région des pâturages Etreux, la Craie blanche est remplacée p neuse de l'étage crétacé moyen (Marnes l'imperméabilité relative entretient une fr au développement de l'herbe.

Ces marnes, qui affleurent dans tous affluents de l'Oise, d'abord calcaires et l au bleu et au vert et deviennent imper alors les Dièves des fosses houillères dans castre la base des cuvelages en bois. Appe le pays, ces marnes sont éminemment par l'humidité, et leur emploi en remblai fatal que celui des glaises.

Lorsqu'on arrive à l'Oise, l'étage c d'argiles tertiaires et de limon dispara dans le Jurassique représenté par un l

Oolithiques en plaquettes d'un jaune bleuâtre. Sous le gravier du lit de la rivière, on trouve l'Argile Oolithique.

Le plateau qui domine la rive gauche est recouvert par le Limon qui s'étend sur 4 kilomètres jusqu'à Buire, mais pour pénétrer en gare à Hirson, on coupe les Sables et Argiles de Sars Poteries, de formation fluviatile, qui représentent l'étage du Gault, et dans lesquels le service du génie vient d'établir laborieusement le fort d'Hirson.

Les massifs de Sables et Argiles de Sars Poteries, où l'on trouve des cendrières comme dans les Argiles Tertiaires, ont présenté des obstacles sérieux à l'exécution des travaux publics dans l'arrondissement d'Avesnes.

En résumé, sur les 54^k,5 de la ligne, les terrains n'ont de consistance que dans les sables purs des alluvions anciennes et dans l'argile franche.

La Roche (Calcaire Oolithique) n'a été rencontrée que sous la culée, vers Busigny, du viaduc de l'Oise.

La précieuse collaboration de M. Gosselet, professeur de Géologie à la Faculté de Lille, nous avait indiqué les données générales que complétèrent les sondages confiés à M. Léon Dru.

Étude des niveaux d'eau. — L'étude des niveaux d'eau dans les puits, avait mis en évidence la présence constante, dans le sable bouillant, d'une nappe superficielle qui est retenue par une couche d'Argile à Silex et qui donne un débit énorme dans les thalwegs. Une seconde nappe de très peu de débit se rencontre dans le haut de la Craie Marneuse ; la troisième nappe, qui alimente abondamment les manufactures de La Capelle, coule dans les plats bancs ouverts de la marne blanche, et l'on sait qu'à la houillère de La Neuville (Nord), ce niveau n'a pu être franchi qu'à l'aide de l'air comprimé.

La couche de support des eaux de la Craie Marneuse est constituée par les Dièves imperméables et solides.

Dispositions générales avant l'exécution. — Le projet

é conçu dans l'ordre d'idées que paraissait commander prudente interprétation de cette étude détaillée.

On ne s'est pas assujéti à subordonner le tracé à l'équilibre entre les déblais et les remblais, parce qu'il devait être rompu par la nécessité de mettre en dépôt les glaises et les marnes, et l'on a soigneusement évité la Craie Glauque, qui correspond au Tourtia des houillères du Nord-Calais. Les sables glauconieux sont en effet déliquescents, le silicate hydraté de fer et de potasse, étant notamment soluble, et sur les coteaux de la vallée de la Somme des glissements spontanés ne sont pas rares.

Le premier travail a été la fabrication de vingt-six millions de briques réparties à proximité des tranchées réputées instables, et l'ouverture de carrières de moellons Oiliques au coteau de l'Oise.

On voulait, en effet, éviter d'abandonner les terrains eux-mêmes sans voies et moyens d'assainissement, ne que qu'à titre provisoire.

Les déchets de briques, employés pour ballaster les voies de terrassements, ont permis la circulation des hommes et des chevaux, qui eût été entravée pendant la saison des pluies, car par le piétinement, les sables bouillants deviennent sirupeux, et les marnes argileuses se transforment en une boue compacte. Ces marnes sont si dures qu'on ne peut les prendre à la pelle et qu'on est obligé de les couper en mottes et de les piquer à la pioche.

Les briques mises en adjudication publique ont été livrées pour au prix moyen de 11 francs le mille, les indemnités des terrains, qui donnaient une plus-value de un franc, restant à la charge de l'Administration.

Les adjudicataires des travaux de l'infrastructure, d'après le cahier des charges, étaient assujéti à se fournir dans les briqueteries, tant pour les terrassements que pour les ouvrages d'art, et il était compté de ce chef 4', 25 p.

mille pour la mise à pied d'œuvre. Une grande quantité de briques devant être employée dans les terrassements, on était assuré par le choix, d'un stock de bonne qualité pour les parements des ouvrages d'art.

Même pour les stations et les maisons de garde, les briques ont été l'objet d'une adjudication dans la campagne qui précédait les travaux : il y a à cela un très grand avantage.

Le commerce n'a pas des ressources disponibles, ou, quand il en a par hasard, exige des prix excessifs. Par suite, un entrepreneur qui deviendrait adjudicataire au printemps serait réduit à faire des briques avec de la terre qui n'aurait pas hiverné, ou bien perdrait la campagne.

L'application de ces dispositions imposées dans le cahier des charges n'a donné lieu à aucune difficulté contentieuse.

Principes généraux pour l'exécution des terrassements.

— Les principes généraux qui doivent diriger dans l'exécution des terrassements en terrains meubles sont connus des ingénieurs, de ceux surtout qui ont entre les mains les excellentes instructions de M. Ledru, directeur de la construction de la Compagnie de l'Est, et de son collaborateur actuel M. Celler :

1° Il faut avant tout assurer le libre écoulement des eaux de surface ;

2° Les terrassements doivent être mis à l'abri des agents atmosphériques, autant que possible, par des revêtements en bonne terre végétale gazonnée ;

3° Il ne suffit pas d'assurer l'écoulement des eaux superficielles, il faut aussi pourvoir à celui des eaux souterraines qui pourraient provoquer des glissements.

En ce qui touche les remblais, M. Celler, dans une récente instruction concertée avec M. Ledru, s'est exprimé ainsi ;

« Les remblais sont naturellement à l'abri des eaux souterraines du sous-sol, ils ne reçoivent en outre que

« les eaux superficielles qui tombent s
« faces ; on pourrait donc croire *à prio*
« beaucoup de stabilité.

« Cela serait vrai si cette masse était
« pacte et homogène, ou si elle était co
« stratifiées horizontalement. Mais en r
« remblais est divisé par un grand nom
« glissements, et, sauf ceux provenant d
« de sable ou de gravier, on peut di
« dans un équilibre instable.

« Cette situation tient surtout au
« usité pour la construction des rembl
« formés de couches horizontales, ils le
« ches très inclinées et dont le tasser
« que successivement au fur et à mesur
« n'a pu s'opérer que par des glissem
« couches nouvelles sur les anciennes.

« Quelques-unes de ces surfaces de g
« ticulièrement dangereuses ; ce sont
« les couches de neige que l'on n'a pas
« d'enlever et qui ont été recouvertes
« remblais.

« Si l'on considère en outre que s
« trains, la plate-forme se creuse et
« cuvette d'où les eaux ne peuvent s'éc
« tration, on reconnaît facilement cor
« sont sujets à se déformer et à s'ébo

« De ce qui précède il résulte :

« Qu'il faut éviter d'employer en r
« de mauvaise nature.

« Qu'avant d'asseoir un remblai sur
« est nécessaire de disposer ce dernie
« commencer le remblai du côté du
« c'est-à-dire par la partie qui repose s
« rieurs.

de mauvaise qualité, il faut
« les former par couches horizontales de 0^m,80 ou 1 mètre
« de hauteur. »

Assurément, ces prescriptions sont irréprochables ; mais
il faut tenir compte du mode d'exécution de nos grands
publics, surtout quand il y a urgence de livrai-

trepreneurs sont grevés de frais généraux élevés,
rent les rabais excessifs que leur inflige la crainte
iliser un immense matériel. Il est dès lors à peu
ossible que les remblais soient faits de toute
. il est déjà difficile de tenir la main à ce qu'ils
sur toute la largeur, ce qu'exigent les règles de
est donc loin d'obtenir les bons remblais de nos
rs, alors qu'ils construisaient des routes.

des premiers effets qui se produisent est l'expul-
r la voie de l'éboulement, des terres boueuses
mbibées les neiges. La mise à hauteur du remblai,
3 éboulements, par des matières analogues au bal-
m expédient qui est destiné à maintenir le passage,
ne constitue pas un remède héroïque. En effet,
i est entre les interstices a formé, si l'on peut
er ainsi, des abcès, et il faut arriver à les purger
rant dans la masse à l'aide d'un boisage coûteux
ux.

l'espèce de Busigny à Hirson, tous ces divers cas
présentés ; l'on a dû prendre, d'accord avec
Inspecteurs généraux Gosselin et Fournier, dont
nce a guidé les Ingénieurs, des mesures qui éten-
s dispositions approuvées. Il est dès lors intéres-
présenter un compte rendu en se référant aux
dessous.

es déblais :

anchées en forêt. — Terrains en Limon, cas simple ;
anchée de Busigny. — Argile et Sable Tertiaire ;

Tranchée rue de Guise. — Limon, Argiles Tertiaires, Craie Marneuse.

Tranchée rue des Maretz. — Argile et Sables, Craie Marneuse.

Tranchée de Buire. — Argile et Sable de l'étage du Gault.

pour les remblais :

Remblai de la Tatouillette. — Remblai de Craie Marneuse, à plats-bancs aquifère.

Remblai de Quiquengrogne. — Remblai de Craie Marneuse, à plats-bancs aquifère.

Quart de cône du viaduc de l'Oise. — Ancien marais.

Tranchées en forêt. — Les tranchées à l'est du Nouvion ont été ouvertes dans un terrain dénué de sable bouillant, est relativement dépourvu d'acines des arbres coupés pour l'établissement des bords amenaient, notamment celles-ci, les eaux vers le talus, et provoquaient puis un éboulement.

On a maçonné en briques le fossé de l'avenue sur le terrain vierge taillé à vif, on l'a garni en général en déchets de briques, dont les bords garnis dans des épis à sec affleurant le talus du fossé maçonné. Les terres éboulevées ont été remplacées par de bonnes terres labourables. Le système des couches de terre avait déjà été employé avec succès par les auteurs de ce mémoire, dans les travaux de dessèchement des marais de la Haute-Deule, en 1865. Nous noterons à ce sujet, que nous avons constaté que la critique était judicieuse la critique de l'usage des perrés à pierres sèches, dans les remblais et leurs analogues.

L'ingénieur s'exprime ainsi :

« Les revêtements superficiels en perrés, qui coûtent
« fort cher, n'ont généralement qu'une utilité fort res-
« treinte et même, lorsqu'ils reposent tout simplement sur
« le terrain naturel, sans aucun moyen d'assèchement
« inférieur, ils sont plus dangereux qu'utiles parce qu'ils
« retiennent les eaux dans les joints et que ces eaux vont
« détremper le terrain sur lequel ils reposent.

« Ces revêtements en perrés sont presque toujours
« avantageusement remplacés par des revêtements en
« bonne terre végétale gazonnée, avec rigoles superfi-
« cielles convenablement disposées pour l'écoulement des
« eaux. »

Citons un exemple : A la gare du Nouvion, des perrés à sec ont été établis contre des talus ébouleux. Les eaux pluviales pénétrant à la partie supérieure, à travers les joints du perré, délayèrent les terres limoneuses qui coulèrent avec l'eau à la partie inférieure. Sur les poches restées vides, le perré s'affaissa. Les parties où ce fait se produisit furent relevées, tous les joints furent indistinctement remplis au mortier et les accidents cessèrent. Ainsi la pratique des perrés à sec, qui généralement a bien réussi dans le Centre et dans le Midi, est à proscrire dans le Limon des plaines, dans les Sables Boulants et le Greensand.

Tranchée de Busigny. — Cette tranchée se trouve précisément au raccordement de la station de Busigny. Lors de son exécution par la Compagnie du Nord, elle avait donné lieu à de très graves accidents. Elle se compose à la partie supérieure d'alluvions imbibées d'eau, puis d'argiles plus ou moins sableuses reposant sur l'Argile Plastique qui forme un plan de glissement.

La planche 27 (*fig. 6 et 7*) indique le moyen de consolidation. A mesure que le terrassement s'avancait, on construisait un mur de soutènement profondément enraciné dans l'Argile Plastique. Derrière ce mur, un drainage général formé de déchets de briques sur 0^m,30 d'épaisseur

venait toutes les eaux et les conduisait aux barbicanes enagées au pied; les glissements furent ainsi arrêtés et on écartera la redoutable éventualité de la dislocation d'un réservoir en déblai de 1 600 mètres cubes installé pour l'alimentation de la gare de Busigny, près de la crête de la tranchée. On descendit ensuite à l'aide de puissants cisailages, de 5 en 5 mètres, des pierrées fondées aussi dans le terrain imperméable, et aboutissant à la couche filtrante qui est buttée contre le mur maçonné percé de barbanes. Les terres supérieures à l'escarpe furent réglées sous un angle de 2 de base pour 1 de hauteur, et le talus fut revêtu et planté.

Les eaux coulent d'une façon continue dans les barbanes, et il est impossible de constater la moindre déformation soit dans les talus, soit dans les maçonneries. La dépense par mètre courant a été de 157^f,10, se décomposant ainsi :

Fouilles, terrassements divers et transports. . .	50,12
Maçonneries au mortier	96,42
Moellons ou briques à sec	10,56

Plaçons ici une observation générale : — Les cantonniers de la voie assurent avec le plus grand soin le libre écoulement des eaux dans les barbicanes. En temps de gelée, ils les bouchent avec du foin pour empêcher les glaçons de s'obstruer et de former tampon dans les premiers jours de dégel (Pl. 27, fig. 1 à 5).

Tranchée de la rue de Guise. — Cette tranchée a 200 mètres de longueur et une hauteur maxima de 10 mètres. Elle est ouverte du côté de Busigny dans le mon et a été exécutée assez facilement.

Du côté d'Hirson, on rencontre à la partie supérieure le mon et au-dessous sans aucune espèce de stratification un conglomérat d'Argile à Silex et des Sables Tertiaires dont certaines parties sont à l'état de Grès; puis par place la

Marne Argileuse blanche ou Craie Marneuse, et au-dessous les Dièves sur une profondeur indéfinie.

Le chantier a été muni de trois voies, une sur chaque banquette alimentant les remblais voisins des ravins de Spa et de Quiquengrogne, une autre au centre sur la plate-forme, et lorsqu'on fut arrivé sur la Craie Marneuse, l'on pourvut à l'assainissement de la partie supérieure.

Dans les prévisions des Ingénieurs, la tranchée devait être pourvue de fossés surmontés de perrés également maçonnés appuyés sur une couche filtrante générale, dans l'ordre d'idées qui avait généralement réussi. Mais dès que la Craie Marneuse fut entamée, le coteau nord, d'où vient la nappe d'eau, se mit en mouvement jusqu'à une distance de 50 mètres de la crête; des abaisssements de 1 mètre se propagèrent dans les pâtures, et le fond de la tranchée se releva; la voie de service ne put être établie qu'en implantant trois cours successifs de traverses: Non seulement les Argiles Tertiaires s'éboulèrent, mais la couche de marne blanche glissait sur la marne bleue (diève) et tout le coteau se disloquait et marchait au vide.

La planche 27 (*fig. 1 et 2*) montre le système de consolidation qui fut exécuté d'urgence.

Un mur de soutènement dont l'épaisseur a été calculée par la formule $0,38 H$, la hauteur H étant prise de la plate-forme jusqu'au niveau de la banquette seulement, a été fondé dans la Diève.

La fondation y pénètre profondément, après avoir coupé le plan de glissement qui correspond aux plats-bancs aquifères des marnes blanches.

Le mur est butté en fondations par une ligne de pieux d'aulne, bois qu'on a choisi, parce que, pris vert, il est d'une excellente conservation et coûte dans la région moins cher que le chêne.

La tête des pieux et leurs liernes ont été complètement noyées dans la maçonnerie qui ne saurait être soulevée sans

que les pieux profondément enracinés dans la Diève ne soient arrachés.

Tous les 9^m, 60, un mur d'entretoisement en pierres sèches imbriquées et calées dans un puissant pilotis réunit les murs opposés. A chaque entretoisement correspond dans la maçonnerie du talus un contrefort évidé pour le passage des eaux du fossé. Ce système permet de proportionner le nombre des entretoisements et des contreforts aux difficultés du terrain.

Voilà pour le soutènement :

L'assainissement superficiel avait tout d'abord été assuré. On avait ouvert à 4 mètres de distance de la crête supérieure et parallèlement à la ligne, une tranchée de 2 mètres de profondeur et on l'avait remplie de moellons surmontant un drain agricole. Des gazons retournés recouvraient la pierrée pour le filtrage des eaux limoneuses. Cette prescription de M. Ledru a été systématiquement appliquée sur toute la ligne à construire.

Tous les 30 mètres, une descente en tuyaux de fonte, à joints en caoutchouc, du système Petit, a été installée dans le talus pour conduire les eaux de la pierrée au fossé maçonné de la banquette, puis à celui de la plate-forme.

Pour assainir la partie inférieure de la tranchée, l'on a butté contre le mur de soutènement une couche générale filtrante de 0^m,25 d'épaisseur. Les fondations du mur ont été percées de barbacanes formées de tuyaux de drainage noyés dans la maçonnerie. Ces drains inférieurs ont été placés parallèlement à la voie dans le mur courant et perpendiculairement sous les contreforts. Dans l'axe de la tranchée est établie une pierrée, de 1^m,20 de largeur, qui est encastree dans la Diève et reçoit les eaux provenant des drains inférieurs ; les enrochements transversaux sont eux-mêmes descendus sur la Diève. Toutes les eaux sont donc captées, ont un écoulement facile sur le terrain imperméable, et sont rejetées extérieurement.

tinues de la campagne 1882, les on étant à peu près terminés, on ient s'était produit sur une longueur rs pieux au pied des murs étaient nage; le mur de soutènement s'était er, de 8 centimètres.

pieu correspondait un affaissement nait à une obstruction des pierrées e ainsi :

écution, les fossés de la plate-forme nnés, on avait dû recevoir les eaux terre, dans la pierrée longitudinale plate-forme, et elle s'était engorgée.

relevés, le drainage a été rétabli dès e fossés maçonnés de la banquette s murs transversaux ont été réta- r, et l'on a pris soin de ménager e un dallot correspondant au grand

it été éprouvés par l'automne et 1882-1883, n'ayant pas subi la plus peut croire qu'ils sont efficaces. au mètre courant est ressorti l ci-dessous :

ges, fossés, murs, etc.	24 ¹ ,60
ns.	285,35
e de pieux.	98,80
.	42,59
	<u>451¹,34</u>

■ *Tranchées au sud de Maretz* (Pl. 28, fig. 4 et 5).— ans cette section où la ligne passe à flanc de coteau, les anchées ne dépassent pas 5 mètres, mais il a fallu des écautions spéciales, car on était dans les Argiles Ter- ires et le Tuffeau Glauconieux qui reposent, après la tra-

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

une légère couche d'Argile Plastique, sur la terre à variété de la Craie Marneuse.

mètres de la crête du talus et du côté orienté à l'ouest, dans la plus mauvaise partie, parallèlement à la tranchée une fouille solidement boisée, descendant à une altitude inférieure de 0^m,50 à celle de l'orme.

Devant de la fouille, l'on a placé deux tuyaux de ciment de diamètre en gresserie et par-dessus, sur toute la longueur de la tranchée jusqu'à 0^m,50 au-dessous du sol, des lits de briqueteries. On a capté ainsi les eaux qui s'écoulaient aux deux aqueducs les plus voisins; après l'opération de la consolidation en maçonnant le fossé de forme et le surmontant d'un perré également adossé à une couche filtrante générale de 0^m,25 par un revêtement en briquaillons.

En tout où le drainage était à une altitude inférieure à la plate-forme, il n'y eut aucun accident.

En un point où, en raison de la profondeur de la tranchée et de la poussée du coteau, il avait été impossible d'aller jusqu'à la plate-forme, il s'est manifesté des éboulements à la base de la tranchée, et un grand éboulement a été la conséquence (Pl. 28, fig. 4).

Cela a été remédié par un système analogue à celui déjà employé sur la tranchée de Busigny, en ayant soin de fonder l'appui de la couche générale filtrante au-dessous du plan de clivage de la Craie Marneuse blanche.

Gare de Buire. — Au raccordement avec la gare de Buire, dans la commune de Buire, on a dû ouvrir une tranchée de 4 mètres de hauteur dans les Sables et Argiles. Malgré cette faible hauteur, un sérieux éboulement s'est produit pendant jusqu'à 80 centimètres au dessous du sol du fossé se produisit sur 50 mètres de longueur. Les fig. 9 et 10, planche 28, indiquent la consolidation. Les terres ébouloées ont été enlevées jusqu'au terrain

vierge taillé à vif ; contre le nouveau talus on a appliqué, sur toute l'étendue de l'éboulement, une couche filtrante de 1 mètre d'épaisseur en briques et briquaillons ; le fond de cette couche a été réglé avec des pentes et contrepentes. A chaque point bas de la crête du talus, on a établi un éperon maçonné muni à sa partie inférieure d'un dallot qui reçoit les eaux de la couche générale filtrante pour les écouler dans un drain qui court au-dessous du fossé et passe dans la fondation de l'aqueduc le plus voisin. Cependant les suintements s'observant encore, l'on compléta l'assainissement par une pierrée de 1^m,50 de profondeur qui ajouta un complet assainissement superficiel à celui réalisé dans le fond (Voir pour le détail du drainage superficiel les figures 7 et 8, planche 28).

Aux points dangereux, on a butté les éperons contre la maçonnerie du fossé opposé par une voûte renversée (*fig. 9*).

Ces travaux sont terminés depuis sept mois et l'on n'a pas constaté le moindre mouvement. Le prix est ressorti à 170 francs le mètre courant, suivant le détail ci-dessous :

Déblais, pilonnages, gazonnements, transport	
des terres éboulées.	83 ^f ,37
Briques ou moellons à sec, tuyaux pour pierrées.	38 33
Maçonnerie de moellons ou de briques.	48 30
	<hr/>
	170 ^f ,00

REMBLAIS.

Remblais de La Tatouillette au Nouvion (Pl. 29. *fig. 1* à 6). — A La Tatouillette, la ligne traverse un étang qui était, il y a plusieurs siècles, le port d'embarquement des bois à amener sur la Sambre : le tracé était imposé par la nécessité de ne pas s'exposer à entamer la ruineuse expropriation du domaine du Nouvion. C'est dans cet ancien étang, devenu une simple prairie que se sont produits de graves accidents.

A gauche et à droite et sous le remblai, le sol avait été préalablement drainé à 2 mètres de profondeur par des pierrées en briquillons et le drainage général avait été précédé du curage de la Sambre qui réalisa un abaissement de 0^m,30 dans le niveau d'eau ; mais sous le poids du remblai, le sous-sol s'affaissa, puis glissa. On essaya de l'arrêter au moyen d'une ceinture en moellons, bien coincés, faisant office de mur souterrain et de drainage tout à la fois et coiffant un système de pieux enracinés à 5 mètres au-dessous du sol et fortement liernés. Cette enceinte, comme on le voit à la figure 2, fut bouleversée, les pieux furent arrachés et l'aqueduc de 1^m,10 fut entraîné dans le mouvement : un plan de glissement dont on n'avait pas soupçonné l'existence se trouvait à 2 mètres au-dessous de la tête de la Craie Marneuse. Le sol supérieur se déchira sous la charge au centre du remblai, les terres du remblai de 6 à 7 mètres de hauteur formant coin, pénétrèrent entre les deux parties disjointes, et la partie de droite glissa vers le thalweg. On se hâta d'ouvrir un nouveau lit au ruisseau dont le cours allait être barré. Ce travail a été facile, le remblai n'étant pas complètement refermé. On construisit alors un second aqueduc, formé de tuyaux en fonte de 1^m,10 de diamètre et on procéda à l'assainissement et à la consolidation du remblai par les procédés suivants :

1° En se protégeant à l'aide d'un puissant boisage on encastra une large pierrée dans la Diève, et l'on engagea au-dessous de la pierrée dans le terrain résistant des drains en grès de Sars Poteries. On capta ainsi toutes les eaux du côté du thalweg en les dégageant des plats bancs de la Craie Marneuse. Telle est la pierrée de ceinture.

2° Des éperons maçonnés ont été poussés à l'aide de boisages fortement étançonnés dans le corps de l'éboulis. Une couche de moellons à sec appuyée contre le parement vertical de l'éperon, recueille les eaux qui vicient le remblai et les conduit par un dallot ménagé dans l'éperon, à la

pierrée de ceinture. A chaque éperon correspond, sur cette pierrée, un puisard maçonné élevé au niveau du sol, et qui permet la visite (*fig. 2* et *5*).

3° Une pierrée de captation (*fig. 2*) a été construite également sur la gauche du remblai.

Le drainage de ceinture de droite étant très profond ne pouvait se vidanger dans le ruisseau voisin. On l'a fait aboutir à un vide pratiqué dans les fondations de l'aqueduc de 1^m,10 de diamètre où coule le ruisseau. De là, il se jette dans la Sambre par un fossé spécial.

Depuis que ces travaux sont terminés, les écoulements fonctionnent d'une façon permanente et le tassement du remblai est insignifiant.

La dépenses totale en consolidation a été :

Drainages.. . . .	8 245 ^f ,67
Enrochements, pieux, étançonnements.. .	83 967 96
Maçonnerie pour éperons.	6 663 97
Règlements.	3 162 02
Total.	<u>102 489^f,59</u>

pour une longueur de 200 mètres, ce qui donne le chiffre de 512 francs au mètre courant.

Remblais de Spa et de Quiquengrogne (Pl. 28, *fig. 1*, 2 et 3).—Les remblais des ravins de Spa et de Quiquengrogne ont donné lieu à des accidents analogues à celui qui vient d'être décrit. Ils avaient cependant été faits avec le plus grand soin, les terres de médiocre qualité avaient été soigneusement triées et jetées au dépôt, et en outre au moyen d'une déviation de la voie des terrassements, on avait exécuté le remblai en deux étages.

L'objet principal poursuivi par MM. les Ingénieurs en chef de l'Est dans leurs instructions avait donc été sensiblement rempli. Il ne s'en est pas moins produit des accidents : les remblais ont été traités dans le même esprit que celui de La Tatouillette, mais le mal étant plus grand, la conti-

nuité, côté aval d'une enceinte en maçonnerie de pieux profondément enracinés dans les rochers, et l'on a fait pénétrer les pieux de l'axe longitudinal de la ligne.

Le prix du mètre courant de la consolidation d'un accident dans l'aqueduc, que l'on a fait au bas, s'est élevé à 842 francs, suivant le

Maçonnerie de moellons.	
Terrassements pour fouilles, transports, étançonnements, etc.	
Moellons à sec pour pierrées, perrés et murs.	
Charpente, pieux, liernages, sabots, b.	

Quarts de cônes du viaduc de l'Oise

— La traversée de l'Oise se fait au moyen de 23 mètres de hauteur et de 220 mètres de largeur. Chaque partie a été fondée isolément sur des pieux et palplanches. L'ouvrage proprement dit a réussi, mais l'exécution des quarts de cônes de l'ouvrage a été laborieuse.

Le sous-sol avait été, préalablement à la construction, par des pierrées profondes, remplies en tant que les eaux dans une pierrée de communication avec l'aval du barrage de l'Oise. L'aqueduc.

Lorsqu'on amena les terres, il se produisit moins d'intensité et d'étendue, un moellon à celui décrit plus haut, pour le remblai. Il fallait y couper court, puisque l'on ne pouvait atteindre la rivière et barrer un chemin de communication.

La planche 28 (*fig. 12*) montre le résultat suivi. Un mur en maçonnerie coiffant des

aulne, liernés, de 9 mètres de longueur et de 0^m,30 de diamètre, forme ceinture à la base des quarts de cône. Un dallot noyé dans la maçonnerie prend les eaux et les conduit à l'aval de la chute de l'Oise.

Le revêtement du quart de cône, que l'on avait d'abord essayé d'effectuer en gazons à queue, a été reconstruit en maçonnerie de moellons au mortier sur 0^m,50 d'épaisseur avec crossettes pénétrant dans la masse même des terres pilonnées par couches avec le plus grand soin.

La maçonnerie de ce perré repose sur une couche de moellons à sec communiquant avec le dallot d'évacuation. Du côté d'Hirson, le remblai a été coupé par des saignées profondes, montant du pied jusqu'à la plate-forme, réunies en haut et à moitié de la hauteur par des saignées transversales remplies en moellons. Partout où l'on pouvait supposer que l'eau se trouvait emprisonnée dans la masse du remblai, exécuté en temps de neige, l'on poussait la saignée assez profondément pour atteindre cette eau et l'écouler. Sur ces saignées, on a refait le talus en bonnes terres, bien pilonnées à partir du pied, on a semé et on a planté des saules salingres (*).

CAUSE DES ACCIDENTS.

Les accidents survenus aux remblais ont eu pour premières causes la situation périlleuse des chantiers, car à La

(*) Le prix total du quart de cône s'est élevé à 42 919^f,83, savoir :

Maçonnerie pour fondations et perrés.	15 736 ^f ,47
Bois pour pieux et battage.	12 908,22
Moellons à sec.	6 533,60
Terrassements.	7 721,54
Total.	42 919 ^f ,83

pour une surface développée de quart de cône de 560 mètres; ce qui fait ressortir le mètre carré à 76,60.

On eût dû donner aux murs en retour de l'ouvrage un développement permettant le règlement des quarts de cône à 2 de base pour 1 de hauteur. La donnée 1 sur 1 était insuffisante.

Tatouillette ils étaient assis sur u et à Quinquengrogne et à Spa, ils coteau déclive ; dans les deux ca était sous-jacent. Mais les dange rable ont été aggravés par un m tier qui avait donné d'excellent points, mais qui dans l'espèce conséquences.

L'assiette du remblai avait été pierrées en briquaillons, fondées formant un quadrillage de 1^m,50 c but d'assainir la prairie.

Le mouvement du sous-sol s'ét des terres, le système de drain drain d'amont placé à l'extérieur masse du remblai d'où elles ne librement, puisque les drains d'av

Les accidents ne se sont arrêté d'une pierrée profonde à l'amont,] voisin, on put arrêter la venu avec des éperons solidement enr milieu du remblai, on eut pénétr et on les eut vidées par le drain de départ des éperons.

Il est intéressant de noter que l site ont été indépendants de la ha dès lors il n'est pas exact de po que passé une certaine hauteur, il remblais par des viaducs. Ainsi, le qui a 18 mètres de hauteur sur ce point aucune déformation, et produits que sous une charge 9 mètres ; l'intensité maxima cor 4 à 6 mètres. A Spa, les accident des hauteurs de 3 à 8 mètres, al

traversée de l'Oise, côté Busigny, dont la hauteur est de 16 mètres, a pu être établi sans incident fâcheux. Les terres étaient d'ailleurs partout en bonne argile.

La substitution des viaducs aux remblais n'eut donc pas de solution, car on n'eût jamais songé à prolonger le remblai jusqu'au point où la hauteur de terrassement devenait si faible. Si l'on eût suivi un errement qui tend à se répéter, le Trésor eût eu tout à la fois à supporter les frais de construction d'un long viaduc, du coût de 10 francs par mètre carré de surface vue au profil en long, et les dépenses de la consolidation du remblai aux abords, qui ont dépassé l'imprévu dans l'espèce.

OUVRAGES D'ART.

Les ouvrages d'art importants sont :

le pont sur le canal de jonction de la Sambre à l'Oise ;
le viaduc de l'Oise.

sur le canal de la Sambre à l'Oise. — Le sous-sol était ainsi :

terre végétale, argile.	2 ^m ,90
les bouillants.	5,80
le sable et gravier.	0,60
le gravier compact.	2,00

Le projet approuvé supposait une fondation en béton sur le gravier; mais lorsqu'on eut entamé sur environ le sable bouillant, à 5 mètres en contre-gravier, la venue d'eau fut considérable et le sable prit une consistance sirupeuse. Dans ces conditions, on ne put atteindre le gravier qu'à l'air comprimé ou avec de grandes dépenses d'épuisement. On remblaya en sable la partie de fouille qui avait été ouverte dans le sable et l'on coula un lit de béton au trass de Hollande de 0,50 mètre d'épaisseur. On donna aux fondations un empatement

ment tel que le sol ne devait porter 2 kilogrammes au centimètre carré. Bie réduisit en une boue liquide sous le pas le succès fut complet, car l'ouvrage n'a p

Le mortier de béton était ainsi comp

Chaux éminemment hydraulique de

Tournay.

Sable graveleux de l'Oise.

Trass dit de Hollande (d'Andernach vallée du Rhin).

Le trass est une pouzzolane très éner nous a été facilité par MM. les Ingénieu kerque qui l'emploient couramment. Il éta en Hollande, mis en poudre dans l'u par les soins du service du port et Hirson.

La composition du mortier avait été i lain qui s'est livré à d'intéressantes exp Le trass qui pèse 1 100 kilogrammes : revenu à pied d'œuvre à 75 francs la ton

Les pieux ont été battus avec une ma Hollande où l'avait prise l'entrepreneur. d'un chariot roulant portant la chaudièr grandes bigues tenues au moyen de l poulie sur laquelle s'enroule le cable t mouton. Au moyen d'un embrayage et sens inverse, le cable est successivement sur le treuil. L'avantage consiste dans l cement du mouton. On agit sur les bi pinces et l'on peut battre plusieurs pie machine proprement dite. Mais dans l nient résidait dans l'usure des cables q coup de mouton à une tension brusque i immédiat se détérioraient assez rapide

qui l'est ordinairement entre les huit hommes, ce qui augmentait le poids, mais qui, cependant ressorti qu'à 4',36 par

Viaduc de l'Oise (Pl. 28, fig. 12). — Cet ouvrage n'a été construit sur un terrain homogène, car la culée n'a pas été fondée sur un banc de moellons, les piles de gauche le sont sur le gravier superposé à la lithique.

Les fondations de chaque partie d'ouvrage ont été faites au moyen d'épuisements assez restreints, dans une zone de pieux et de palplanches dont l'objet était de prévenir les éboulements latéraux pendant l'exécution, et pour les piles en rivière, de donner toute sécurité contre les affouillements.

Le revêtement de béton a été fait au trass de Hollande, et la couche de fondation a été chargée à raison de 4 kilogrammes par centimètre carré; dans le joint le plus fatigué, la pression est de 9^k,50.

Canaux et aqueducs. — Aux ouvrages destinés à conduire des eaux, l'on a eu soin de ne pas placer le canal dans le thalweg, mais, au moyen d'une dérivation, de le faire passer dans le coteau à une hauteur telle, qu'il fût au-dessus du terrain naturel et par cet artifice soustrait, autant que possible, aux poussées du remblai. Dans le cas où l'on a placé à demeure une canalisation spéciale en briques de petit diamètre, donnant une suffisante facilité pour débiter le cours d'eau pendant l'exécution de l'ouvrage et après la fermeture du remblai, desséchant les terres. Si l'on n'avait pas eu une dualité d'évacuation à l'usage de l'industrie à Lille et à Spa, on eût eu à payer des indemnités considérables, élevé, parce que le pays eût été inondé.

Les canaux, sous les grands remblais, consistent en un revêtement en briques noyé jusqu'au diamètre nominal dans un massif de béton (Pl. 28, fig. 6) avec para-

fouille en pieux et palplanches à l'amont de Quinquengrogne où le péril était grand, on a eu des précautions spéciales pour charger l'ouvrage : la tranchée de 250 mètres de longueur avec courbes de 250 mètres et permet de passer à l'aval. Une palplanchée a été installée entre la tranchée de l'amont et l'aqueduc. Les terres étaient déblayées simultanément à gauche et à droite et soutenues par des pilotis sur 5 mètres de hauteur. On a réussi à conserver sous 18 mètres de remblai fondé dans un terrain de Craie Marneuse qui se transformait en boursier, sans autres travaux que ceux exécutés à l'avant et à l'arrière.

A la rue des Maretz, la situation était due à la forte déclivité du coteau, l'ouvrage a été construit avec un puisard à l'amont, de façon à ne pas perdre la pente du radier. L'on a noyé dans la fondation deux conduites en gresserie de Sars Pothulière les eaux inférieures à la nappe superficielle de l'aval (Pl. 28, fig. 11) ; le béton coiffe des poutres de liernés dans les deux sens et le tuyau en forme d'aqueduc est noyé dans le béton. On a fondé la base de cet ouvrage et dans l'aqueduc de Tatouillette que l'on a piloté en surface sur le sol de l'ouvrage.

Pour le rétablissement des voies de circulation on a adopté les tabliers métalliques qui donnent plus de sécurité que les voûtes, dans ces terrains instables.

Deux accidents sont à signaler dans les ouvrages d'art.

1° L'aqueduc rond en maçonnerie de 1 mètre de diamètre construit dans le remblai de La Tatouillette a subi dans le mouvement du sous-sol et complètement détruit avait été noyé comme le ponceau de Quinquengrogne à deux mètres de diamètre, dans un massif de craie de 0^m,50 dans les marnes, mais comme

à remblayé, a glissé vers le Thalweg. Le talus aval de l'aqueduc est à 3^m,50 au-dessus du niveau primitif. Elle a été en outre consolidée longitudinalement de 8 mètres, et la tête aval, à 3^m,50, a avancé de 4 mètres.

L'ouvrage présente donc actuellement en son milieu une interruption de continuité de 12 mètres dans laquelle ont été jetées les terres du remblai. Le nouvel aqueduc est indéchirable (Pl. 29, fig. 4). Un pilotage très serré, fortifié dans les deux sens a été battu pour enraciner l'ouvrage profondément dans la Diève. On a rempli la tête aval d'un béton au trass dans lequel l'on a noyé un tuyau en fonte de 1^m,10 de diamètre à cordon et emboîté, du type de la ville de Paris. Dans les fondations de la tête aval passe le drainage de ceinture décrit plus haut pour évacuer le remblai.

À la fontaine Spa, l'on avait établi une conduite en reposant sur grillage, noyé dans la maçonnerie.

Il s'est produit un accident moins grave qu'à La Tatouillette, mais identique dans ses effets. La partie aval de l'ouvrage n'a pas bougé, mais vers le milieu, les tuyaux à emboîtement et cordon, se sont déboîtés. La partie aval a été entraînée dans le mouvement du glissement. À l'aide d'une galerie, l'on a enlevé les tuyaux déboîtés, puis on a démoli la fondation et approfondi les fondations jusqu'au-dessous du plan de glissement; enfin l'on a coulé du béton et remis les tuyaux en place, en complétant le système par une enceinte de pieux et palplanches autour de la tête aval reconstruite. L'ouvrage est rechargé depuis trois mois sans qu'on ait eu à constater la moindre déformation. L'importance des accidents aux ouvrages d'art représente au total pour La Tatouillette et Spa, une dépense de 32 000 francs, soit moins de 3 p. 100 du montant du chapitre.

CONCLUSIONS.

S'il est donné aux constructeurs de la ligne de Busigny Hirson de faire encore des travaux dans ces terrains où on n'a pas, comme dans l'espèce du chemin de fer de Bersaillies, rive gauche, ou de La Planquette, près Bohain, la ressource de se débarrasser des eaux par un forage dans un sous-sol perméable, ces Ingénieurs guidés par l'expérience, adopteront le programme suivant :

1° Dans la constitution du projet, l'on ne se préoccupera pas de l'équilibre des terrasses et l'on déterminera le tracé par des considérations uniquement tirées de l'étude géologique du pays. On évitera notamment les sables glauconieux, les cendrières (terre à alun), et l'on mettra en dépôt les glaises et les marnes argileuses, pour n'incorporer dans les remblais que des sables et des argiles sèches, en ne les mélangeant pas ;

2° On assurera l'écoulement des eaux superficielles et souterraines, par des drainages séparés, et l'on mettra les terrassements à l'abri des agents atmosphériques ;

3° En conséquence, lorsque la séparation des terrains perméables et imperméables sera nette, on appliquera aux tranchées les méthodes de M. de Sazilly en asseyant les drains en les drainages. Lorsque les lits de filtration resteront incertains, on recueillera les eaux dans un filtre superficiel général adossé à un revêtement maçonné percé de barbacanes en cas d'accidents, mais gazonné à queue dans le cas général : des éperons à sec seront utilement engagés dans les terres ;

4° En cas de venue du coteau, on établira, en outre du système de drainage de superficie qui a pour exutoire les fossés maçonnés du chemin de fer, un drainage de fond dont le collecteur souterrain occupera l'axe longitudinal de la plate-forme. Dans les renforts des murs de soutien -

ment de la couche filtrante, ainsi que dans les entretoises qui relieront les soutènements face à face, si le terrain est très mauvais, l'on ménagera les vides voulus pour le passage des eaux. Si la plate-forme a une tendance à remonter, l'on assurera la stabilité des murs de soutènement et d'entretoisement en les rendant solidaires d'un pilotis profondément enraciné dans un sous-sol résistant.

5° Toutes les eaux seront recueillies du côté amont des remblais dans un drainage poussé aussi bas que possible et se vidangeant dans le radier évidé d'un aqueduc. En cas de glissement du sous-sol sous le poids d'un remblai, on coupera à l'aval du remblai les plans aquifères par un mur maçonné de forte épaisseur contre lequel sera adossé une couche filtrante déversant les eaux dans les dallots ménagés dans le mur; on partira de cette solide ceinture pour lancer dans l'intérieur du remblai des éperons maçonnés munis de dallots recueillant toutes les eaux intérieures, par un filtre général.

6° On emploiera, de préférence aux drains de l'agriculture, les tuyaux dits de gresserie; on veillera à ce que tous les débouchés des barbacanes restent libres; à cet effet, on placera un tampon de foin dans les orifices, lors des fortes gelées.

7° En général, on fondera haut les ouvrages en donnant un tel empatement aux fondations que la pression soit réduite à deux kilogrammes par centimètre carré dans les terrains que le piétinement des terrassiers transforme en boue. On pilotera profondément dans toute l'étendue de l'enceinte des ouvrages à flanc de coteau en coiffant les pieux d'un béton énergique, support et enveloppe de la conduite en fonte du commerce, qui forme l'aqueduc. Lorsque le terrain est horizontal, une enceinte générale de pieux et palplanches suffit. Quand le terrain sera un peu incliné, on établira un ponceau rond en maçonnerie de briques en dehors du thalweg, de telle sorte qu'il soit noyé

jusqu'au diamètre horizontal et ne soit p remblai.

On placera au thalweg une conduite de fon l'exécution, recevra le débit d'étiage du rui la construction du ponceau, asséchera les en dehors de son action.

Quand les terres d'un remblai ne viend seul côté, on établira une voie provisoire, en prenant le ponceau en pointe, de déct nément à gauche et à droite sur les reins sur au moins cinq mètres de hauteur.

8° Dans les passages inférieurs et si n'admettra en principe que les tabliers méta

9° Dans les dièves et l'argile franche, or enceinte générale de pieux et palplanch enceintes seront projetées, en outre des gard les glaises et les sables mobiles, même pou placés en dehors du lit du cours d'eau.

Les épuisements très restreints par la mé à l'article 7, se feront dans un puisard situé l'emplacement de l'ouvrage.

10° Il demeure entendu que les fours à deront d'une année l'ouverture des chantier

Laon, le 25 mai 1883.

N° 58

NOTE

SUR

LES RACCORDEMENTS PARABOLIQUES

DE LA VOIE EN PLAN

Par M. TOURTAY, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

On a reconnu depuis longtemps la nécessité, pour faire varier le dévers d'une façon continue dans les voies ferrées, d'intercaler entre un alignement droit et le cercle qui le suit une courbe de raccordement à rayon variable.

Une instruction jointe à la circulaire ministérielle du 28 juin 1879, qui accompagne le recueil de formules pour l'étude et la construction des chemins de fer, indique la manière de tracer ce raccordement, au moyen d'une courbe parabolique dont l'équation est :

$$y = \frac{x^3}{135\,000}.$$

La solution que comporte l'application de cette courbe de raccordement a été développée par M. Nordling, Ingénieur en chef de la Compagnie d'Orléans, dans un mémoire inséré aux *Annales* de 1867, 2^me semestre.

Cette solution n'est qu'approximative, car la démonstration des propriétés de la courbe de raccordement se fait en admettant comme expression de la courbure :

$$\frac{d^3y}{dx^3}.$$

on approchée, qui ne donne des résultats suffisants que pour des arcs de faible étendue à partir de l'origine, comme le fait remarquer M. Nordling.

Il ne semble pas qu'on ait cherché jusqu'ici, en soulevant le problème à une analyse rigoureuse, à se rendre compte du degré d'approximation que peut donner la formule précitée.

Voilà l'objet que nous nous sommes proposé; on verra, à la suite de la présente note, que l'application de la

formule $y = \frac{x^3}{135\,000}$ comme raccordement donne lieu à

erreurs assez notables lorsqu'il s'agit de raccorder des arcs à faible rayon, celles de 300 et 350 mètres par exemple, avec un alignement droit.

Nous donnerons donc des coefficients permettant de tracer des courbes de raccordement avec toute l'exactitude possible, même pour ces rayons minimum.

Le problème à résoudre se pose ainsi :

On donne un alignement droit suivi d'un arc de cercle. Il s'agit de les raccorder par une courbe déterminée de telle sorte que le dévers y augmente uniformément de la valeur zéro qu'il a sur l'alignement droit, jusqu'à la valeur qu'il doit atteindre sur l'arc de cercle.

Le dévers doit d'ailleurs rester toujours inversement proportionnel au rayon de courbure, d'après le principe généralement adopté.

On trouve de là entre le rayon de courbure en un point quelconque de la courbe et l'arc parcouru depuis l'origine la relation :

$$p = \frac{k}{s}.$$

Le coefficient k dépend de la formule admise pour le

ente qu'on se donne le long du raccorde-
e.

pour le dévers la formule $\frac{45}{\rho}$ et qu'on se
e de 0,002 pour le raccordement parabo-
le fait en général, on aura :

$$\frac{45}{\rho} \text{ ou } \frac{45 \times s}{k} = 0,002 s.$$

$$k = \frac{45}{0,002} = 22\,500.$$

formule sous sa forme générale :

$$\rho = \frac{k}{s}.$$

ons α l'angle de la tangente avec l'axe des x ,

$$ds = \rho d\alpha = \frac{k}{s} d\alpha.$$

$$s ds = k d\alpha,$$

$$\frac{1}{2} s^2 = k\alpha,$$

gine des arcs au point de contact de la
s des x .

$$\alpha = \frac{1}{2k} s^2.$$

1 :

$$dx = ds \cos \alpha,$$

$$dy = ds \sin \alpha,$$

$$\alpha = 1 - \frac{\alpha^2}{2} + \frac{\alpha^4}{24} - \dots$$

$$\alpha = \alpha - \frac{\alpha^3}{6} + \frac{\alpha^5}{120} \dots$$

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

remplaçant α par sa valeur $\frac{s^3}{2k}$ nous aurons :

$$dx = ds - \frac{s^4 ds}{2(2k)^2} + \frac{s^6 ds}{24(2k)^4} - \dots$$

$$dy = \frac{s^3 ds}{2k} - \frac{s^5 ds}{6(2k)^3} + \frac{s^7 ds}{120(2k)^5} - \dots$$

intégrant et remarquant que pour $s = 0$ on a $x = y = 0$:

$$x = s - \frac{s^5}{10(2k)^2} + \frac{s^7}{216(2k)^4} - \dots \quad (1)$$

$$y = \frac{s^3}{6k} - \frac{s^5}{42(2k)^3} + \frac{s^7}{1320(2k)^5} - \dots \quad (2)$$

appelons φ l'angle que fait avec l'axe des x la tangente à l'extrémité C du raccordement parabolique et le rayon du cercle primitif OB; m et n l'abscisse et l'ordonnée du point extrême du raccordement; R' le rayon du cercle tangent à l'extrémité du raccordement; p la longueur totale du raccordement, nous

$$R = R' \cos \varphi + n,$$

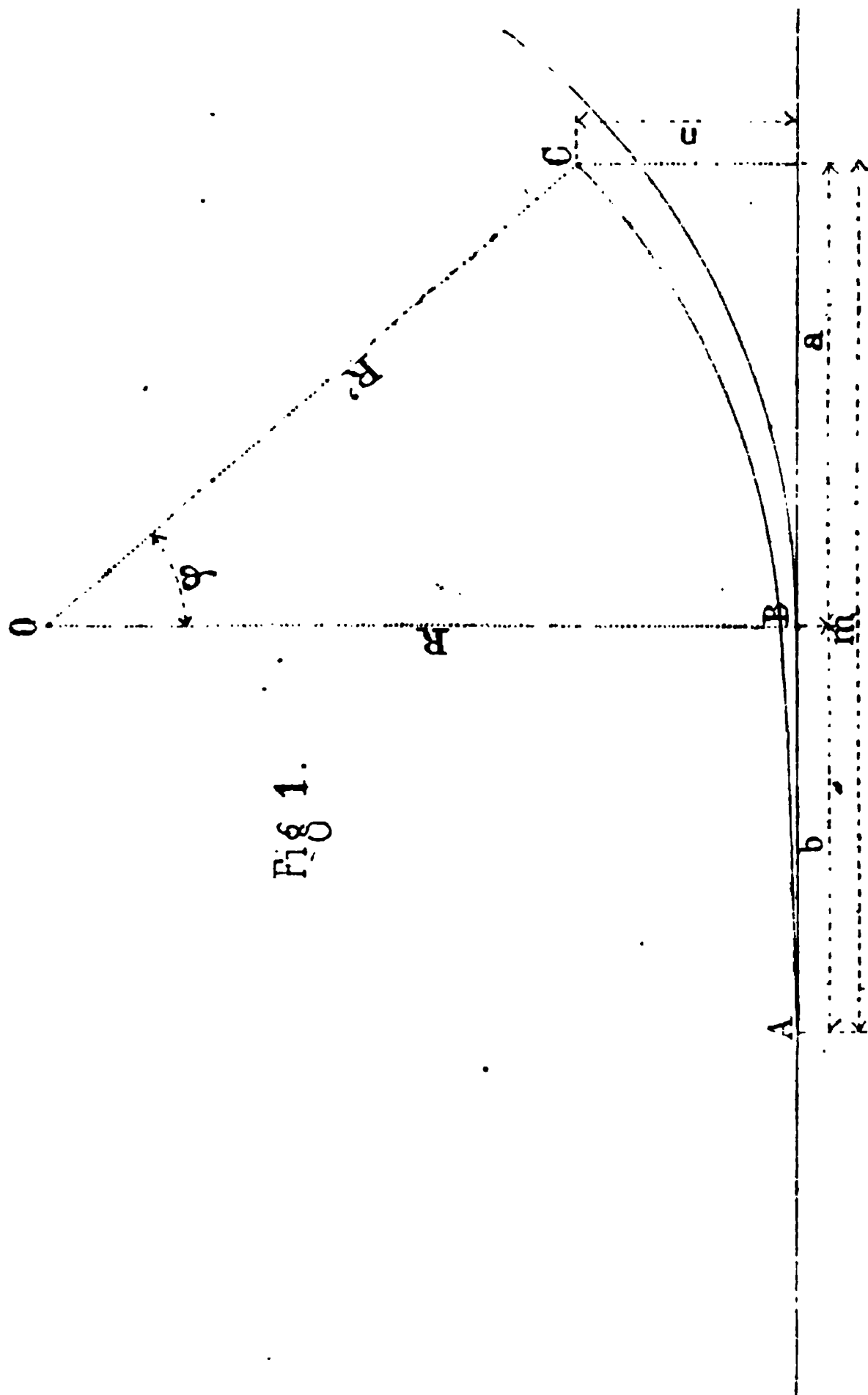
$$R' = \frac{k}{p}; \quad \varphi = \frac{p^2}{2k}.$$

$$R = \frac{k}{p} \cos \frac{p^2}{2k} + n.$$

Remplaçons le cosinus et remplaçons l'ordonnée n par sa valeur en fonction de p ; il vient :

$$R = \frac{k}{p} \left(1 - \frac{p^4}{8k^2} + \frac{p^8}{24(2k)^4} - \frac{p^{12}}{720(2k)^6} + \dots \right) + \frac{p^3}{6k} - \frac{p^5}{42(2k)^3} + \frac{p^7}{1320(2k)^5} - \dots$$

$$\frac{k}{p} + \frac{p^3}{24k} - \frac{p^5}{336(2k)^3} + \frac{p^7}{15840(2k)^5} - \dots \quad (A)$$



On pourrait, étant donné le rayon R , calculer l'arc p au moyen de cette formule par approximations successives ; mais il est plus commode d'avoir directement la valeur de p en fonction de R .

On l'obtient facilement en posant :

$$R - \frac{k}{p} = \frac{\alpha}{R^3} + \frac{\beta}{R^7} + \frac{\gamma}{R^{11}} + \dots$$

$$p = \frac{k}{R} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\alpha}{R^4} - \frac{\beta}{R^8} - \frac{\gamma}{R^{12}} - \dots}$$

$$= \frac{k}{R} \cdot \left(1 + \frac{\alpha}{R^4} + \frac{\alpha^2 + \beta}{R^8} + \frac{\alpha^3 + \alpha\beta + \gamma}{R^{12}} + \dots \right)$$

On remplace les puissances de p par celles de R dans l'équation (A) et qu'on équilibre les puissances égales de la variable dans les deux membres, on trouve :

$$\alpha = \frac{k^2}{2^3 \times 3} = \frac{k^2}{24},$$

$$\beta = \frac{13k^4}{2^7 \times 3 \times 7} = \frac{13k^4}{2688},$$

$$\gamma = \frac{5307k^6}{2^{10} \times 3^2 \times 5 \times 7 \times 11}$$

on peut dès lors calculer aisément les coefficients de $\frac{1}{R}$ dans l'équation (B), ce qui donne

$$+ \frac{1}{2^3 \times 3} \cdot \frac{k^3}{R^5} + \frac{53}{2^7 \times 3^2 \times 7} \cdot \frac{k^6}{R^9} + \frac{320}{2^8 \times 3^3 \times 5} \cdot \frac{k^9}{R^{13}} + \dots$$

$k = 22500$ et en posant d'ailleurs $r =$

$$p = 5^3 \times 5^3 \times \frac{1}{r} + \frac{3^5 \times 5^3}{2^7} + \frac{1}{r^3} + \frac{53 \times 5^3}{2^{10} \times 3} \times \frac{1}{r^5} + \dots$$

on

$$\frac{125}{r} + \frac{4,746\,096}{r^3} + \frac{3,789\,992}{r^5} + \frac{5,520\,330}{r^{13}} + \dots$$

et avec cette formule que nous avons calculé les valeurs de p pour des rayons variant de 300

de l'arc, nous avons déterminé l'abscisse et l'ordonnée m et n par les formules (1) et (2).

Quant au rayon R' il est donné par la formule :

$$R' = \frac{k}{p} \quad (4).$$

Il est important de calculer la longueur a comprise entre le point de contact du cercle primitif et la projection sur l'axe des x de l'extrémité du raccordement parabolique.

On a

$$\begin{aligned} a &= R' \cdot \sin \varphi = \frac{k}{p} \cdot \sin \frac{p^2}{2k} \\ a &= \frac{k}{p} \left(\frac{p^2}{2k} - \frac{p^6}{6(2k)^3} + \frac{p^{10}}{120(2k)^5} - \dots \right) \\ a &= \frac{p}{2} - \frac{p^5}{12(2k)^3} + \frac{p^9}{240(2k)^5} - \dots \quad (5) \end{aligned}$$

On voit que la longueur a n'est pas exactement la moitié de la longueur m , comme on l'admet lorsqu'on emploie la formule approximative $y = \frac{x^3}{135\,000}$, car on a :

$$\frac{m}{2} = \frac{p}{2} - \frac{p^5}{20(2k)^3} + \frac{p^9}{432(2k)^5} - \dots$$

La différence entre a et $b = m - a$ n'est d'ailleurs sensible que pour les faibles rayons.

Elle est de :

$$\begin{aligned} 0,079 & \text{ pour } R = 300, \\ 0,036 & \text{ pour } R = 350, \\ 0,019 & \text{ pour } R = 400, \\ 0,010 & \text{ pour } R = 450. \end{aligned}$$

Elle est inférieure à 0,01 pour les rayons au-dessus de 450, et peut être négligée.

Les formules (1), (2), (3), (4) et (5) ont servi à calculer la table I ci-après.

TABLE I.

R	p	m	n	a	b	R'
300	75,1973	75,0786	3,1462	37,4998	37,5788	299,2150
350	64,5766	64,3220	1,9751	32,1428	32,1792	349,5060
400	56,2965	56,2686	1,3212	28,1250	28,1436	399,6697
450	50,0258	50,0103	0,9272	25,0000	25,0103	449,7682
500	45,0152	45,0061	0,6756	22,5000	22,5061	499,8510
600	37,5061	37,5024	0,3908	18,7500	18,7524	599,9024
700	32,1457	32,1440	0,2460	16,0714	16,0726	699,9586
800	28,1265	28,1256	0,1648	14,0625	14,0631	799,9757
900	25,0008	25,0003	0,1158	12,5000	12,5003	899,9710
1000	22,5005	22,5002	0,0844	11,2500	11,2502	999,9765

TABLE II.

x	y	s
5	0,00093	5,00000
10	0,00741	10,00000
15	0,02500	15,00004
20	0,05926	20,00016
25	0,11575	25,00048
30	0,20002	30,00120
35	0,31765	35,00259
40	0,47421	40,00506
45	0,67531	45,00912
50	0,92658	50,01545
55	1,23368	55,02490
60	1,60235	60,03851
65	2,03838	65,05753
70	2,54767	70,08344
75	3,13625	75,11802

Pour le calcul de la table II, il est avantageux d'obtenir les expressions de y et de s en fonction de l'abscisse x .
Nous avons trouvé :

$$x = s - \frac{s^3}{10 (2k)^2} + \frac{s^5}{216 (2k)^4} - \dots$$

Si nous posons :

$$s = x + \alpha x^5 + \beta x^9 + \dots$$

nous aurons, en substituant aux puissances de s leur

valeur développée et en égalant les puissances identiques de x dans les deux membres :

$$\alpha = \frac{1}{10(2k)^2}$$

$$\beta = \frac{49}{1080(2k)^4}$$

Par suite :

$$s = x + \frac{x^5}{10(2k)^2} + \frac{49}{1080} \cdot \frac{x^9}{(2k)^4} + \dots \quad (6)$$

En substituant cette valeur de s dans l'équation (2), on trouve :

$$y = \frac{x^3}{6k} + \frac{8}{105} \cdot \frac{x^7}{(2k)^3} + \frac{293}{7425} \cdot \frac{x^{11}}{(2k)^5} + \dots \quad (7)$$

C'est au moyen des deux équations (6) et (7) qu'a été calculée la table II.

Si dans l'équation (7) on réduit le second membre à son premier terme $y = \frac{x^3}{6k}$ on retombe sur la formule approximative habituellement employée, car pour $k = 22500$, on a :

$$y = \frac{x^3}{135000}.$$

En comparant la table II à celle habituellement employée pour déterminer les ordonnées du raccordement, on constatera des différences en général faibles, mais qui atteignent cependant 0,011 pour $x = 75^m$, ce qui correspond au près à l'extrémité du raccordement pour le rayon 300. L'erreur commise dans le tracé de ce raccordement lorsqu'on emploie la formule ordinaire est en réalité plus grande.

On admet en effet, pour la valeur de m , 75^m , tandis que la valeur réelle est $75^m,08$; il en résulte que l'ordonnée à l'extrémité est de $3^m,146$ au lieu de $3^m,125$.

En outre, l'origine du raccordement, au lieu d'être à

37^m,50 du point de contact du cercle
37^m,58.

De la formule

$$y = \frac{x^3}{155000}$$

on tire

$$\frac{dy}{dx} = \frac{3x^2}{155000},$$

ce qui, pour $x = 75$ donne, φ_1 étant
gente à la courbe avec l'axe des x :

$$\operatorname{tg} \varphi_1 = \frac{1}{8},$$

d'où

$$\varphi_1 = 7^{\circ} 7' 30'', 1.$$

La tangente au cercle qui suit le ra-
lique est donnée au même point par la

$$\operatorname{tg} \varphi_2 = \frac{37,50}{300 - 3,125},$$

d'où :

$$\varphi_2 = 7^{\circ} 11' 57'', 2.$$

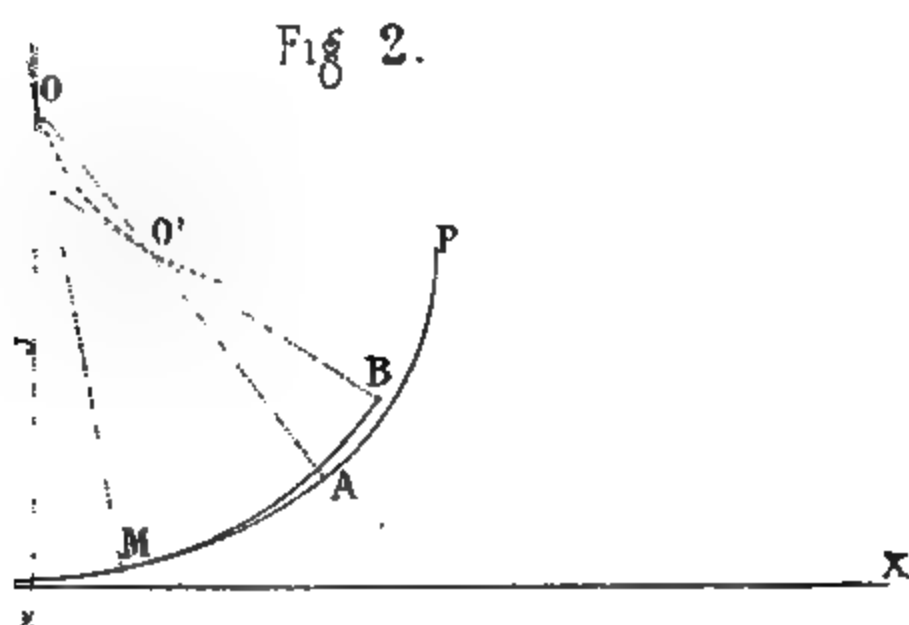
Ainsi le raccordement laisse à désirer
courbes font à leur point de rencontre

Il y aura donc utilité, pour les petits
à se servir des tableaux I et II, dont l'e-
aussi simple que celui des tableaux
usage.

RACCORDEMENT DE DEUX COURBES

On peut employer, pour raccorder d-
cutives tangentes entre elles, la même
que pour raccorder un alignement dro-
c'est-à-dire celle dans laquelle le rayo-
proportionnellement à l'arc.

Soient O et O' les centres des deux courbes MA , AP , tangentes en A . Désignons par r le rayon OA , par l la distance des centres OO' (fig. 2).



la courbe parabolique définie précédemment; point où le rayon de courbure est égal à r ; nous avons comme précédemment la courbe à deux axes conjugués, dont l'un Cx est la tangente au point où le rayon de courbure est infini, l'autre Cy la normale en ce point.

Si O appartient à la développée de cette courbe, prenons sur cette même développée un point O' tel que $OO' = l$, ce point O' sera le centre de courbure d'une courbe passant par un point B de la courbe, et la courbe $O'B$, qui est la courbe donnée $O'A$, devra être substituée à la courbe donnée $O'A$, pour appliquer le raccordement parabolique. Le problème étant ainsi posé, la solution est aisée. Désignons par x' et y' les coordonnées d'un point appartenant à la développée de la courbe parabolique. L'abscisse x'

n'est autre chose que la quantité désignée par b ou m — dans le tableau I; elle a pour valeur, s étant l'arc correspondant de la courbe :

$$x' = \frac{1}{2} s - \frac{s^5}{60 (2k)^2} + \frac{s^9}{2160 (2k)^4} - \dots$$

L'ordonnée y' n'est autre chose que le rayon R du même tableau qui correspond au rayon $\rho = R'$ ou à l'arc par suite :

$$y' = \frac{k}{s} + \frac{s^3}{24k} - \frac{s^7}{336 (2k)^3} + \frac{s^{11}}{15840 (2k)^5} - \dots$$

On a d'ailleurs

$$\rho = \frac{k}{s}$$

ou

$$s = \frac{k}{\rho};$$

en remplaçant s par cette valeur dans les deux formules on a :

$$x' = \frac{1}{2} \frac{k}{\rho} - \frac{k^5}{60 (2k)^2 \rho^5} + \frac{k^9}{2160 (2k)^4 \rho^9} - \dots$$

$$y' = \rho + \frac{k^3}{24 k \rho^3} - \frac{k^7}{336 (2k)^3 \rho^7} + \frac{k^{11}}{15840 (2k)^5 \rho^{11}} - \dots$$

ou en posant

$$k' = \frac{k}{2}$$

$$x' = \frac{k'}{\rho} - \frac{k'^3}{30 \rho^5} + \frac{k'^5}{1080 \rho^9} - \dots$$

$$y' = \rho + \frac{k'^2}{6 \rho^3} - \frac{k'^4}{168 \rho^7} + \frac{k'^6}{7920 \rho^{11}} - \dots$$

Posons en outre :

$$\Phi = \frac{k'^3}{15 \rho^5} - \frac{k'^5}{540 \rho^9} + \dots$$

$$\Psi = \frac{k'^2}{3 \rho^3} - \frac{k'^4}{84 \rho^7} + \frac{k'^6}{3960 \rho^{11}} + \dots$$

Nous aurons :

$$x' = \frac{k'}{\rho} - \frac{1}{2} \Phi. \quad (12)$$

$$y' = \rho + \frac{1}{2} \Psi. \quad (13)$$

Appelons g et h les coordonnées du point O ; nous avons :

$$g = \frac{k'}{r} - \frac{1}{2} \Phi_1,$$

$$h = r + \frac{1}{2} \Psi_1.$$

Φ_1 et Ψ_1 étant les valeurs que prennent les fonctions Φ et Ψ quand on y fait $\rho = r$.

On a d'ailleurs :

$$l^2 = (g - x')^2 + (y' - h)^2.$$

ou bien

$$l^2 = \left\{ k' \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{\rho} \right) - \frac{1}{2} (\Phi_1 - \Phi) \right\}^2 + \left\{ \rho - r - \frac{1}{2} (\Psi_1 - \Psi) \right\}^2$$

ou en développant :

$$l^2 = k'^2 \frac{(\rho - r)^2}{r^2 \rho^2} - k' \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{\rho} \right) (\Phi_1 - \Phi) + \frac{1}{4} (\Phi_1 - \Phi)^2.$$

$$+ (\rho - r)^2 - (\rho - r) (\Psi_1 - \Psi) + \frac{1}{4} (\Psi_1 - \Psi)^2.$$

$$l^2 = (\rho - r)^2 \left\{ 1 + \frac{k'^2}{r^2 \rho^2} \right\} - k' \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{\rho} \right) (\Phi_1 - \Phi) + \frac{1}{4} (\Phi_1 - \Phi)^2 \\ - (\rho - r) (\Psi_1 - \Psi) + \frac{1}{4} (\Psi_1 - \Psi)^2.$$

Cette équation se résout facilement par approximations successives. Mettons-la en effet sous la forme :

$$(\rho - r)^2 = \frac{l^2 + k' \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{\rho} \right) (\Phi_1 - \Phi) - \frac{1}{4} (\Phi_1 - \Phi)^2}{1 + \frac{k'^2}{r^2 \rho^2}} + \frac{(\rho - r) (\Psi_1 - \Psi) - \frac{1}{4} (\Psi_1 - \Psi)^2}{1 + \frac{k'^2}{r^2 \rho^2}} \quad (14)$$

Les quantités $\Phi_1 - \Phi$, $\Psi_1 - \Psi$ sont très petites, la quantité $\frac{k'^2}{p^2 \rho^2}$ est également petite relativement à l'unité; a donc comme première approximation :

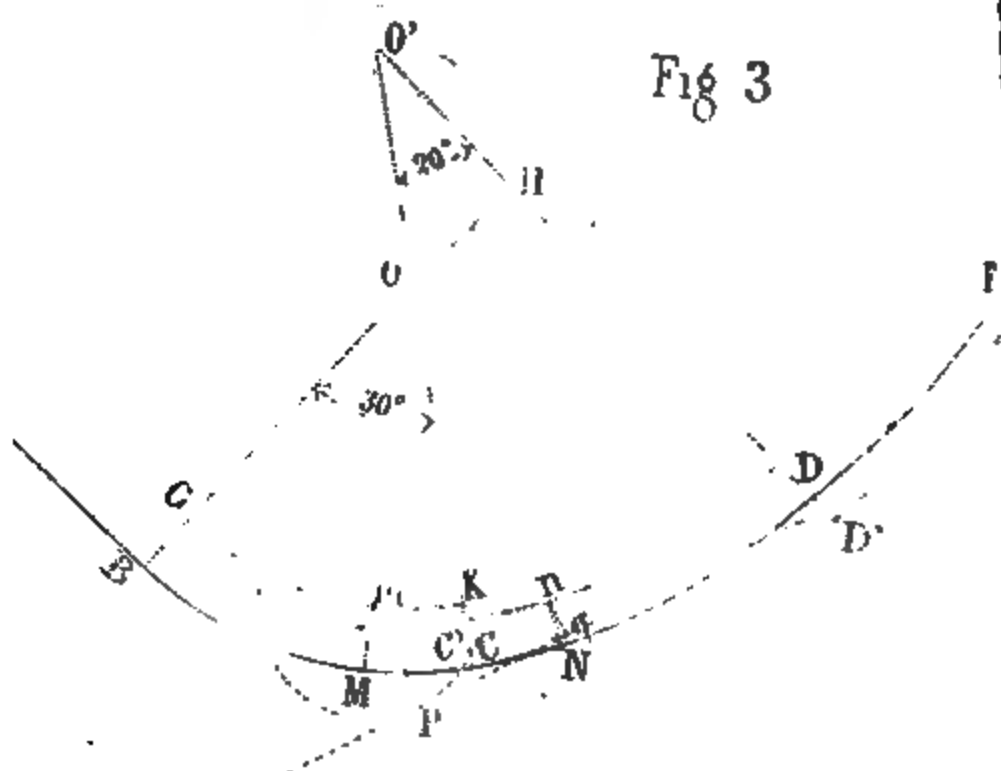
$$(\rho_1 - r)^2 = l^2.$$

$$\rho_1 = r + l.$$

En substituant cette valeur dans le second membre, on tient une seconde valeur plus approchée ρ_2 et ainsi de suite.

Nous allons appliquer à un exemple les considérations précédentes, pour indiquer plus clairement l'usage des formules.

Supposons que la voie primitive se compose de deux segments droits AB, DE, séparés par deux courbes tangentes, l'une, BC, de 300 mètres de rayon, l'autre, CD, de 500 mètres de rayon. Nous admettons que l'angle au centre de la courbe de 300 mètres est de 30° , celui de la courbe de 500 mètres de 20° (fig. 3).



raccorder la courbe de 300 mètres à AB. Cette courbe va se trouver dans le tableau I) par une courbe dont le rayon sera 299,2130.

Le rayon moyen des deux courbes à raccorder sera $\frac{r}{2} = 200^m$.

Nous aurons à faire $r = 299,2130$.

$$\frac{r}{2} = \frac{k}{2} = 11250.$$

Il servira à calculer le rayon p de la courbe de 500 mètres, à substituer entre les deux courbes r et k .

Dans cette formule les valeurs de r et k sont au moyen des formules générales. On peut s'en dispenser dans le cas du tableau I.

C'est autre en effet, comme nous l'avons dit au tableau I, de sorte que (12):

$$\phi_1 = \frac{1}{2} p - \frac{1}{2} \phi_1,$$

$$-2b = 0,0597;$$

est autre que la quantité R du tableau I, après la formule (13),

$$r + \frac{1}{2} \Psi_1,$$

$$-r) = 1,5740.$$

Comme première approximation :

$$r = 299,2130.$$

Substituant cette valeur à la place de ρ dans le second membre de cette formule, les quantités Φ et Ψ étant d'ailleurs calculées par les formules (10) et (11), on trouve comme seconde approximation :

$$\rho_2 - r = 200,0503,$$

d'où

$$\rho_2 = 499,2635.$$

En substituant de même cette valeur de ρ_2 dans le second membre de la formule (14) on a pour troisième approximation :

$$\rho_3 - r = 200,0506,$$

d'où

$$\rho_3 = 499,2636.$$

Ainsi, pour l'introduction du raccordement parabolique, la courbe de 500 mètres devra être remplacée par une courbe concentrique de 499,2636 de rayon.

Il est nécessaire de déterminer la position des extrémités du raccordement parabolique sur chacune des courbes de 299,2130 et 499,2636 de rayon par rapport à la ligne des centres.

Si nous appelons ω l'angle que forme cette ligne des centres avec l'axe des y , nous aurons :

$$\sin \omega = \frac{g - x'}{l}.$$

L'angle ω est donc facile à déterminer; g est la quantité b du tableau I;

$$g = 37,5788,$$

de plus

$$l = 200.$$

Enfin x' se calcule au moyen de la formule (8) en remplaçant ρ par la valeur trouvée ci-dessus :

$$\rho = 499,2636;$$

on trouve

$$x = 22,5317,$$

par suite

$$\omega = 4^{\circ} 18' 53'',0.$$

D'autre part, le rayon r à l'origine du raccordement et le rayon ρ à la fin forment avec le même axe des y des angles qui sont ceux désignés par φ dans la première partie de cette note; on a :

$$\varphi = \frac{p^2}{2k} = \frac{k'}{\rho^2}.$$

On peut donc calculer immédiatement les angles

$$\varphi_1 = \frac{k'}{r^2} = 7^{\circ} 11' 58'',9$$

$$\varphi = \frac{k'}{\rho^2} = 2^{\circ} 35' 9'',3$$

Les angles $\varphi_1 - \omega$ et $\omega - \varphi$ serviront à déterminer les longueurs à prendre sur les circonférences pour appliquer le raccordement parabolique.

On a

$$\begin{aligned}\varphi_1 - \omega &= 2^{\circ} 53' 5'',9 \\ \omega - \varphi &= 1^{\circ} 43' 43'',7.\end{aligned}$$

Voici dès lors comment on procédera pour le tracé de ce raccordement.

On prendra sur les courbes primitives BC et CD, de part et d'autre du point C des longueurs

$$CM = 15,1057$$

et

$$CN = 15,0867$$

qui correspondent aux angles au centre $\varphi_1 - \omega$ et $\omega - \varphi$.

On portera normalement

$$Mm = 300 - 299,2130 = 0,7870$$

et

$$Nn = 500 - 499,2636 = 0,7364.$$

Les points m et n seront les deux extrémités du raccordement.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

1 avoir les points intermédiaires, il convient de
e des x auquel doit être rapporté ce raccorde-

née y du point n sera donnée par la formule (2)
ut remplacer s par sa valeur $\frac{2k'}{\rho}$ ce qui donne

$$y = \frac{2k'^2}{3\rho^3} - \frac{k'^4}{21\rho^5} + \frac{k'^6}{660\rho^{11}} - \dots ;$$

en faisant $\rho = 499,2636$

$$y = 0,6779.$$

rait calculer par la même formule l'ordonnée du
en remplaçant ρ par r ; mais il est plus simple de
que cette ordonnée est précisément celle donnée
eau I pour $R = 300$ et $R' = 299,2130$, soit

$$y_1 = 3,1462.$$

ira des points m en n avec les rayons y_1 et y
nférences; la tangente commune pq à ces cir-
s sera l'axe des x , auquel on devra rapporter le
ent parabolique $m n$.

era ce raccordement entre les points m et n au
1 tableau II, en remarquant que l'abscisse du
tdonnée par le tableau I et a pour valeur 75,0786.

arquera que le rayon de la courbe concentrique à
à la courbe de 500 se trouve fixé d'une façon
et que par suite il n'est plus possible de le modi-
raccorder cette courbe avec l'alignement droit
u moyen d'un arc parabolique.

ent d'opérer ainsi qu'il suit ce raccordement.

tourner autour du centre O la ligne des centres
on que la courbe de 499,2636 se rapproche de

l'alignement droit DE jusqu'à en être à une distance exactement suffisante pour qu'on puisse insérer le raccordement parabolique entre cette courbe et l'alignement droit.

Cette distance nous sera donnée par la formule (A), dans laquelle nous remplacerons p par $\frac{2k'}{\rho}$ ce qui donne

$$R = \rho + \frac{k'^2}{6\rho^3} + \frac{k'^4}{168\rho^5} + \dots$$

En faisant

$$\rho = 499,2636,$$

on trouve

$$R - \rho = 0,1695,$$

$R - \rho$ est la distance cherchée; ainsi, on devra faire tourner le centre O' autour du point O de manière que $O'D$ se réduise d'une longueur égale à

$$(500 - 499,2636) = 0,1695 \text{ ou } 0,5669.$$

Si nous abaissons la perpendiculaire OH sur $O'D$, nous avons $O'H = l \cos 20^\circ$.

Soit ϵ l'angle dont on doit faire tourner la ligne des centres OO' autour du point O ; on aura, après la rotation :

$$OH' = l \cos (20^\circ + \epsilon),$$

or

$$OH - OH' = 0,5669;$$

d'ailleurs

$$l = 200;$$

donc

$$\cos 20^\circ - \cos (20^\circ + \epsilon) = \frac{0,5669}{200},$$

d'où

$$\epsilon = 0^\circ 28' 10'',4.$$

L'ensemble du raccordement parabolique $m n$ et de la courbe de 499,2636 doit tourner autour du point O de l'angle ϵ ; il en résulte que le point C vient en C' , sur la courbe de 300 de sorte que

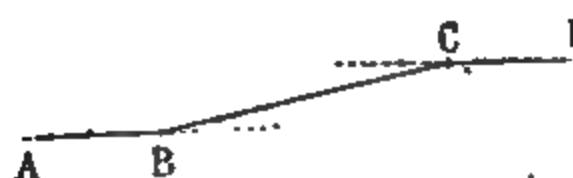
$$CC' = 500 \times e = 2,4586.$$

La courbe de 500 mètres, au lieu d'être tracée à partir du point C tangentielle-
ment à l'alignement I, est tracée à partir du point C' tangentielle-
ment à l'alignement I', situé à une distance du précédent égale

à CC'. C'est à partir du point C' qu'on portera
des longueurs égales à CM et CN, et on tracera ensuite le
comme il a été dit ci-dessus.

La méthode des raccordements paraboliques
que nous venons de développer, et qui n'est autre, à
grande exactitude, que celle généralement
employée pour effet de faire passer le rail extérieur
AB à un autre CD par l'intermédiaire d'une
courbe inclinée de 0,002 sur la direction AB, CD.

Fig. 4

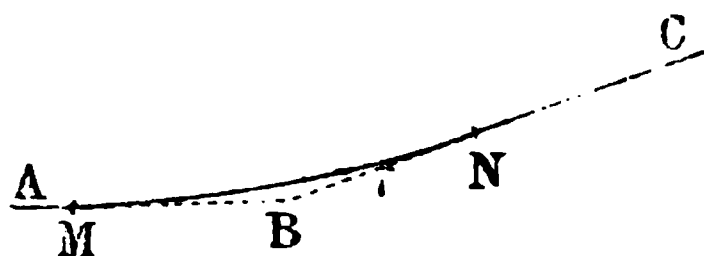


Cette méthode n'est donc pas absolument
théoriquement parfaite puisqu'elle n'admet aucun rac-
cordement entre AB et BC d'une part, entre BC et
CD d'autre part, mais cela n'a pas grande importance dans la
pratique rien n'empêche d'appliquer au rail exté-
rieur tracé en plan de la courbe parabolique le rac-
cordement habituel défini par l'équation

$$y = \frac{x^2}{10000}.$$

Ce raccordement occupe, en plan, une longueur de 10 mètres; l'ordonnée du point B est supérieure de $0^m,0025$

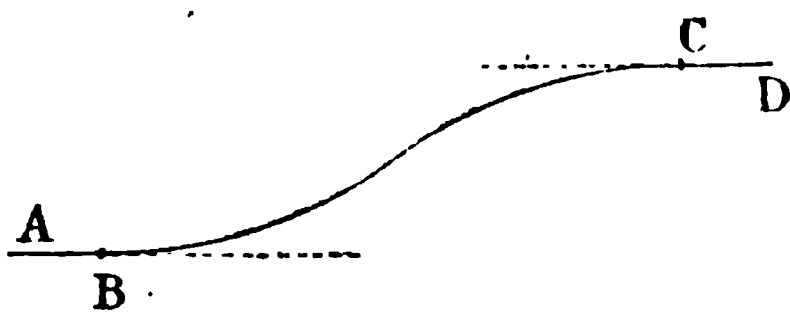
Fig. 5



à ce qu'elle était avant l'application du raccordement : ainsi le dévers se trouvera augmenté entre M et N de $0^m,0025$ au maximum ; cela est sans inconvénient pratique, si l'on considère que ce dévers est calculé pour une vitesse déterminée, et ne comporte pas par suite une rigueur absolue.

Si l'on voulait poser le problème sous sa forme la plus générale, on serait conduit à raccorder les deux niveaux AB et CD non plus par une ligne droite, mais par une courbe BC en forme de sinussoïde.

Fig. 6.



Si l'on appelle z l'ordonnée verticale de cette courbe, s l'arc de sa projection horizontale (c'est-à-dire l'arc du raccordement parabolique en plan) on pourra mettre l'équation de cette courbe, développée, sous la forme

$$z = \varphi(s)$$

z est le dévers ; on a donc

$$z = \frac{k}{\rho}$$

tant le rayon de courbure de la courbe p
n.

Mais on a

$$\rho = \frac{ds}{d\alpha}$$

$$dx = ds. \cos \alpha$$

$$dy = ds. \sin \alpha$$

tire de là

$$k d\alpha = \varphi(s) ds$$

$$\alpha = \frac{1}{k} \int \varphi(s) ds$$

$$x = \int ds. \cos \left(\frac{1}{k} \int \varphi(s) ds \right)$$

$$y = \int ds \sin \left(\frac{1}{k} \int \varphi(s) ds \right).$$

Les équations se prêtent à des solutions
choisissant convenablement la fonction φ
conduit à des calculs laborieux et sans utilité
comme nous venons de le faire observer.

Chalon-sur-Saône, le 20 mai 1833.

N° 59

NOTE

SUR

ON DES MARAIS DE FOS

ES, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

du 9 août 1881, ayant pour objet
publique et la concession du dessé-
Fos et du colmatage de la Crau,

auront été définitivement comprises
ssèchement, à la suite de la procé-
3 de la convention, seront acquises
exécution de l'article 24 de la loi du
ar, voie d'expropriation pour cause

1 règlement des indemnités suivant
ées de la loi du 3 mai 1841 et des
ants de l'article 16 de la loi du

3 devront être terminées dans le
tir de la date de la présente loi. »
e au cahier des *Annales* de janvier
L. Tarbé de Saint-Hardouin, Inspec-
et Chaussées, a émis l'avis que cette
l'intervention de l'autorité judiciaire
expropriation, et il a demandé com-

ment s'opèrerait la purge des hypothèques, comment se ferait la désignation du magistrat directeur du jury.

La présente note a pour objet de répondre à ces deux questions.

Le paragraphe 2 de l'article 16 de la loi du 21 mai 1836, explicitement visé par le paragraphe 2 de l'article 5 de la loi du 9 août 1881, est ainsi conçu : « Lorsque, pour l'exécution du présent article, il y aura lieu de recourir à l'expropriation, le jury spécial chargé de régler les indemnités ne sera composé que de quatre jurés. Le tribunal d'arrondissement, en prononçant l'expropriation, désignera pour présider et diriger le jury, l'un de ses membres ou le juge de paix du canton. Ce magistrat aura voix délibérative en cas de partage. »

En vertu de cette disposition, l'autorité judiciaire est intervenue, à la suite de la procédure réglée par l'article 3 de la convention, pour le prononcé de l'expropriation des marais de Fos, qui s'étendent sur les deux arrondissements d'Aix et d'Arles, et les jugements d'expropriation ont été rendus le 29 juin 1883 par le tribunal de Tarascon, le 4 juillet 1883 par celui d'Aix.

Chacun de ces jugements a désigné le magistrat directeur du jury correspondant.

La purge des hypothèques s'est accomplie dans la quinzaine de la transcription du jugement d'expropriation, conformément à l'article 17 de la loi du 3 mai 1841.

A ces points de vue, l'application de la loi du 9 août 1881 n'a soulevé aucune difficulté parce que, contrairement aux craintes exprimées par M. l'Inspecteur général Tarbé de Saint-Hardouin, elle a comporté l'intervention de l'autorité judiciaire pour le prononcé de l'expropriation des marais de Fos.

Marseille, 7 septembre 1883.

CHRONIQUE.

(Octobre 1883)

N° 60

EXTRAIT D'UNE NOTE SUR LA GÉLIVITÉ DES PIERRES DE CONSTRUCTION

Par M. BRAUN, Ingénieur civil
ancien élève de l'École des Ponts et Chaussées

L'étude des pierres gélives a déjà donné lieu à un assez grand nombre de recherches sans qu'on ait pu jusqu'ici en tirer, au point de vue des constructions, des résultats bien nets et bien précis. Les seules indications qui présentent quelque degré de certitude sont celles qui découlent de l'observation longtemps prolongée des matériaux employés dans des conditions et climats correspondants à ceux où l'on doit les mettre en œuvre.

Le sulfate de soude, qu'on a préconisé à une certaine époque, ne fournit rien de bien décisif. Bien souvent des pierres qui ont résisté à la force expansive, ont ensuite éclaté à la gelée ; le fait inverse a été quelquefois remarqué.

De ce qu'une pierre a résisté pendant longtemps aux effets de la gelée, on ne peut même pas conclure qu'elle résistera indéfiniment ; l'exemple du pont en pierre de Borrège, cité par Vicat, en est une preuve frappante :

M. Braun, ingénieur civil, ancien élève de l'École des Ponts et Chaussées, frappé du peu de données que l'on possède sur cette question si intéressante, a commencé des recherches dont nous croyons devoir dire quelques mots aux lecteurs des *Annales*. Après avoir fait remarquer d'abord que les effets de la gelée sont bien souvent confondus avec les autres causes de détérioration auxquelles les pierres sont soumises, il cherche à mieux préciser la question qu'il traite, et, à cet effet, il donne de la gélivité la définition suivante, qui est purement théorique et qui semble devoir être assez souvent modifiée en pratique : « Une pierre est gélive, quand sa résistance à la traction longitudinale est moindre que la force d'expansion de l'eau contenue dans ses pores au moment de sa transformation en glace. »

Cette définition, supposée exacte, fournit une première solution du problème et permet de reconnaître la résistance d'une pierre à la gelée *sans l'y exposer*.

La théorie mécanique de la chaleur nous enseigne en effet qu'un kilogramme d'eau, en se congelant, développe un travail mécanique égal à 33 681 kilogrammètres. Cette connaissance de la force développée par l'eau au moment de son changement d'état permettrait donc de juger de la gélivité d'une pierre si l'on savait de plus quelles sont : 1° sa densité; 2° sa porosité; 3° sa résistance à la traction longitudinale. Si la quantité d'eau contenue dans 1 centimètre cube d'une pierre ne produit pas, en se congelant, une force supérieure à sa résistance à la traction par centimètre carré, la pierre ne serait pas gélive.

Malheureusement les choses ne sont pas aussi simples dans la pratique. Les principaux éléments de perturbation sont : 1° le manque d'homogénéité des pierres; 2° l'état de surfusion de l'eau qui se produit souvent à l'intérieur des pierres; 3° l'action chimique des eaux de carrière.

Le manque d'homogénéité est trop connu pour qu'on insiste sur ce point. La capacité d'absorption de l'eau pour des pierres provenant de la même carrière et des mêmes bancs varie dans des limites assez étendues pour qu'il soit difficile de déterminer à priori quel est, pour une pierre donnée, la quantité d'eau dont on doit estimer la force expansive de congélation. Les circonstances dans lesquelles s'opère la traction longitudinale ne sont pas non plus à négliger. M. Braun, se fondant sur les expériences d'Hodgkinson, pense qu'il y aurait lieu de réduire d'un tiers le chiffre obtenu dans les essais de traction. Mais de plus, comme la rupture complète est toujours précédée d'une désagrégation qui se traduit par des fissures et que ces fissures se produisent généralement sous une charge qui varie du tiers à la moitié de celle qui occasionne la rupture totale, il faudrait en outre, pour tenir compte de ces faits, introduire un nouveau coefficient de réduction, compris entre les limites qu'on vient d'indiquer.

Des expériences nombreuses et faites avec le plus grand soin permettraient seules de décider quel est le degré de confiance qu'il est possible d'attribuer aux vues nouvelles de M. Braun. Les exemples pratiques qu'il cite semblent bien concorder avec ses conceptions théoriques, mais ils sont trop peu nombreux pour corroborer ces dernières d'une manière suffisante.

On ne peut se dissimuler qu'il régnera toujours une grande incertitude dans les déterminations du second coefficient

réduction que M. Braun appelle « *le coefficient de l'équilibre rompu* », et c'est malheureusement celui qui a le plus d'importance au point de vue pratique. Comme résumé de ses recherches, M. Braun indique la formule suivante :

$$(C + C_1) R \begin{matrix} > \\ = \\ < \end{matrix} 33,68 A,$$

dans laquelle

C est le coefficient de réduction déduit des expériences d'Hodgkinson,

C₁ le coefficient de l'équilibre rompu,

R la charge moyenne par centimètre carré qui détermine la rupture sous l'effort d'une traction longitudinale,

A la quantité d'eau contenue dans un centimètre cube de pierre et exprimée en grammes.

Quand le premier nombre de l'inégalité ci-dessus est supérieur au second, la pierre serait bonne pour la construction.

Quand, au contraire, l'inégalité change de sens, la quantité de la pierre est douteuse et on ne devrait l'employer que dans les endroits non exposés à la gelée.

Malgré la large part faite à l'hypothèse, on doit reconnaître que les idées de M. Braun sont nouvelles et originales, qu'elles présentent un assez grand caractère de vraisemblance et peuvent constituer le point de départ de nouvelles expériences sur les pierres gélives.

C'est à ces titres que nous avons cru devoir les faire connaître aux lecteurs des *Annales*. O. C.

N° 61

Communication de M. de Lesseps sur l'état d'avancement des travaux de Panama.

M. de Lesseps a transmis récemment à l'Académie la note suivante sur l'état actuel d'avancement des travaux de Panama, qui seront achevés en 1888. Cette date sera importante dans l'histoire de la navigation. Si Suez a développé considérablement la marine à vapeur, l'ouverture du canal de Panama rendra de l'importance à la navigation à voiles. Les courants atmosphériques sont favorables à la navigation par Panama. On se rappelle que les dimen-

sions du canal ont été arrêtées par une commission de marins et d'ingénieurs éminents.

La largeur sera de 22 mètres au plafond, de 30 mètres dans les terres, de 32 dans les garages. La profondeur sera de 8^m,50 au moyen des mers, et de 9 mètres dans les endroits où elle sera calculée pour le passage facile de navires de 8 mètres de tirant d'eau.

Des dragues fonctionnent entre Colon et San Pedro de Macoris. Une commission d'entrepreneurs américains, qui se sont chargés de creuser le canal dans cette région. Au commencement, les entrepreneurs ont commencé, également, à creuser sur une largeur de deux kilomètres et de deux mètres de profondeur.

Plus loin, à Tabernilla, San Pablo, Manzanillo, Santa-Cruz, les agents de la Compagnie et les entrepreneurs rivalisent d'activité. Dans les endroits où l'emploi des machines secondera bientôt les travaux, les entrepreneurs ont commencé à creuser. A Enperador, à la Culebra, dans les endroits où l'on construira le barrage destiné à arrêter la violence des eaux, à Paraiso, à Frijol à Cruces, Chagres, les hommes travaillent, les machines fonctionnent. Enfin, l'excavation dans les sections de Boca di Rio Grande, débouché du canal, est confiée à une société de travaux publics.

Sur toutes les lignes du canal, le creusement se poursuit et sera terminé à des époques déterminées.

Le total des cubes à extraire encore est de 97 000 000 mètres cubes ; à partir du 1^{er} janvier 1888 imposée par contrat aux entrepreneurs, ils devront extraire 19 800 000 mètres cubes, puisque l'excavation faite jusqu'à présent, celle qui se fera en vertu de contrats actuels, peut être évaluée à 17 800 000 mètres cubes. Ils pourront en extraire 19 800 000 mètres cubes par an.

L'extraction de 97 000 000 de mètres cubes en 19 800 000 mètres cubes par an, ne demandera que 5 ans. Le canal sera par conséquent certainement achevé dans le courant de l'année 1888.

Ces évaluations sont faites d'après l'état actuel du matériel existant ou prochainement attendu. Mais si l'on augmente d'un quart les machines, on pourra achever le canal en 4 ans.

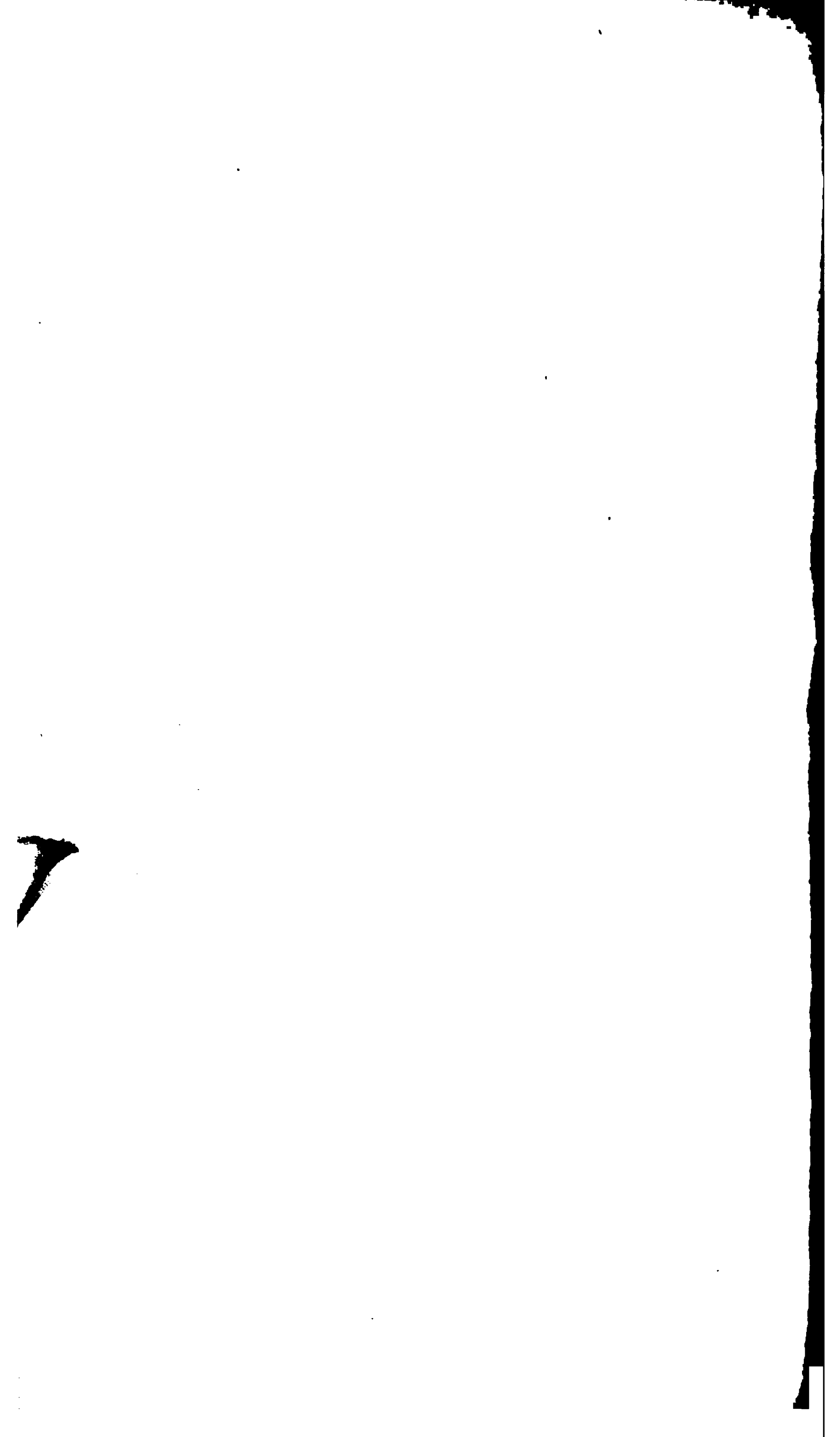
le canal sera achevé dans un délai plus court d'un quart. On gagnera du moins une année et l'exploitation pourra commencer en 1887.

Comme contrôle de ces affirmations, on peut dire que le mois d'août a produit un cube d'excavation de 210 000 mètres cubes, supérieur de 25 % au cube exécuté pendant le mois précédent. Le rendement des chantiers va grossir chaque mois, comme il arrive dans toutes les entreprises de ce genre ; il atteindra 500 000 mètres cubes à l'entrée de la saison sèche, en décembre.

Le matériel accumulé et le temps plus favorable permettront alors d'obtenir un rendement mensuel de 1 000 000 de mètres cubes, puis d'arriver graduellement à une production normale de 2 000 000 de mètres cubes par mois, jusqu'à l'achèvement des travaux en 1888, au plus tard.

Nous n'avons donc plus que quatre ou cinq ans à attendre avant de voir enfin réalisée cette vaste entreprise, qui restera, avec le percement de Suez, la plus grande œuvre des temps modernes.

(Extrait des Annales industrielles.)



N° 62

EXPÉRIENCES

FAITES PENDANT ET APRÈS

L'EXPOSITION D'ÉLECTRICITÉ DE PARIS

SUR LA LUMIÈRE ÉLECTRIQUE, LES ACCUMULATEURS
ET LE TRANSPORT DE LA FORCE

Par M. E. ALLARD, Inspecteur général des Ponts et Chaussées.

Exposé. — Pendant l'Exposition internationale d'électricité et le Congrès des électriciens qui eurent lieu à Paris en 1881, une Commission fut chargée de procéder à des expériences sur les principaux appareils réunis dans le palais de l'Industrie et de recueillir des données numériques sur les résultats qu'ils produisent. Un compte rendu détaillé des travaux de cette Commission a été imprimé, à la suite des rapports du jury, dans l'ouvrage en deux volumes que l'Administration des Postes et des Télégraphes vient de publier sur l'Exposition. Je crois qu'il peut être intéressant pour les lecteurs des *Annales des Ponts et Chaussées*, de trouver ici un résumé succinct des résultats qui ont été consignés dans ce compte rendu. Les expériences dont il s'agit concernent principalement la production de la lumière électrique; d'autres s'appliquent aux accumulateurs d'électricité ou au transport de l'énergie. Ces deux dernières questions ont donné lieu à de nouvelles expériences postérieures à l'Exposition.

Annales des P. et Ch. Mém. 6^e sér., 5^e ann., 5^e cah. — TOME VI.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

également connaître les résultats et j'indiquerai à point en est arrivée la solution de l'important problème du transport de la force.

Aucune des expériences faites à l'Exposition sur la production de la lumière avait en général pour objet de mesurer : 1° le travail moteur fourni par une machine à vapeur ; 2° les différents éléments du courant électrique, tels que la force électromotrice, intensité, résistance ; 3° le résultat obtenu en intensité lumineuse. Les déterminations mécaniques ont été faites par M. Tresca, de l'Institut ; les mesures électriques ont été prises par MM. les professeurs Joubertier ; j'ai été chargé, avec M. le professeur Leblanc, des déterminations photométriques.

TERMINATIONS MÉCANIQUES. — Le travail moteur a été mesuré au moyen de diagrammes fournis par un indicateur à pression, et faisant connaître les variations de la pression dans le cylindre pendant la marche du piston. On en a déduit la quantité de travail sur le piston, et, en adoptant un coefficient moyen de réduction égal à 0,85, on obtient le travail sur l'arbre. Dans quelques cas on a utilisé le dynamomètre de M. Von Alteneck, qui fait connaître la différence de tension entre les deux brins de la courroie. Cette différence, multipliée par la vitesse de translation de la courroie, donne le travail sur l'arbre.

TERMINATIONS ÉLECTRIQUES. — Outre les appareils usuels pour la mesure des résistances, comme boîte de résistance à dérivation et galvanomètre astatique de Thomson, la Commission a employé le galvanomètre Deprez, l'électrodynamomètre de Siemens, et l'électrômetro à cadran de sir Thomson sous la forme que lui a donnée M. Mascart. Je m'arrêterai pas à décrire ici ces instruments ni à indiquer les méthodes qui ont été employées, et dont quelques-unes sont dues à M. Potier ou à M. Joubert, pour arriver, au moyen de ces appareils, les mesures dont on a besoin. Je crois seulement devoir donner quelques

renseignements sommaires sur les unités qui ont été employées, conformément aux décisions du Congrès des électriciens.

Les grandeurs que l'on considère en électricité peuvent être définies par leurs propriétés mécaniques et dépendent ainsi des trois unités fondamentales de longueur, de masse et de temps. Dans le système qui a été adopté et qu'on désigne par le symbole CGS, ces unités sont : le centimètre, la masse du gramme et la seconde. On en déduit de la manière suivante les unités mécaniques absolues : l'unité de force est celle qui agissant sur l'unité de masse lui communique pendant l'unité de temps une accélération égale à l'unité de longueur ; elle est égale à $\frac{1^g}{100g}$

à $\frac{1}{981}$ de gramme, en prenant 9,81 pour valeur de la gravité g ; l'unité de travail est le travail produit par l'unité de force déplaçant son point d'application de l'unité de longueur dans sa propre direction ; elle équivaut à $\frac{1^g}{981} \times$

$\frac{1^m}{100}$ ou à $\frac{1}{98 \ 100 \ 000}$ de kilogrammètre.

Parmi les unités électriques dérivées des unités précédentes, je ne définirai ici que celles qui ont été utilisées dans les expériences de la Commission. Ces unités prises dans le système électro-magnétique sont les suivantes :

L'unité d'intensité de courant est celle d'un courant qui, parcourant un arc de cercle de 1 centimètre de rayon et de 1 centimètre de long, exerce sur l'unité de pôle placé au centre une force égale à l'unité, c'est-à-dire à $\frac{1}{981}$ de gramme ; l'unité de pôle étant d'ailleurs un pôle d'aimant qui, à 1 centimètre d'un pôle égal, produit une force égale à l'unité.

L'unité de force électromotrice est celle qui se déve-

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

une barre métallique de 1 centimètre dans un champ magnétique normalement aux lignes de action; l'unité de champ magnétique qui produirait l'unité de force électrique.

de résistance est telle que le circuit ayant cette résistance par seconde, développerait dans ce circuit une quantité de chaleur équivalente

à un travail, c'est-à-dire à $\frac{1}{98\,100\,0}$

les absolues représentent des quantités petites. Ainsi l'unité de force électrique est la cent millionième partie de celle de Daniel; l'unité de résistance est le mercure de 1 millimètre carré d'aire qui dépasse à peine 1 millionième de l'unité absolue. Ainsi a-t-on multiplié la première par 10^8 pour avoir les unités employées. Les unités sont :

l'unité absolue de force est égale à 10^8 fois l'unité pratique; c'est environ 0,93 d'une unité absolue qui est égale à 10^9 fois l'unité absolue; c'est à peu près celle d'un cylindre de section carrée de 1^m,045 de côté, ou unité pratique d'intensité

$$hm : i = \frac{e}{r} \text{ ou ampère} = \frac{volt}{ohm}$$

ou $\frac{1}{10}$ de l'unité absolue d'intensité

ou unité pratique de quantité d'électricité fournie, en une seconde, par un courant.

travail est le travail produit par un
force égale à un ohm; elle doit,

$\theta = r i^2$, être égale à $10^9 \times$
absolue de travail, c'est-à-dire à
en général à $\frac{1 \text{ kgm}}{g}$. Il résulte de là

un courant d'intensité I dans un
à $\frac{R I^2}{g}$ en kilogrammètres.

ÉLECTRIQUES. — J'arrive maintenant
lont je me suis particulièrement
es de l'Exposition. Ces mesures
otomètre de Foucault, en adop-
re horizontale d'une lampe Carcel
ammes d'huile de colza épurée.
résultent de la différence de colo-
bservateurs n'ont pas cru devoir
d'un verre coloré qui unifor-
ui peut en même temps altérer
intensités lumineuses. Ils se sont
galiser les intensités des lumières
olza et par l'électricité, l'une un
sur le bleu, et la concordance
des résultats obtenus par cha-
urs appréciations ne s'éloignent

moins fréquentes que présente la
t lorsqu'elle est produite par l'arc
le autre difficulté. Pour avoir
nt exacte, il faut que les mesures
elles soient prises à des inter-
expériences de l'Exposition, les
3 30 en 30 secondes, quelquefois
en général par série de 10 ou 20.
raison exacte des différents foyers

se servant de ces données incomplètes. Voici le procédé pour chacune des quatre catégories qui ont été essayées savoir : arcs voltaïques à courants ou à courant continu, bougies, lumières à

Les machines qui produisent les courants qui ont pour premier type celle de l'Alliance ont été étudiées en détail, notamment au Dépôt. Il a été reconnu qu'en prenant pour unité l'intensité totale, la moyenne sphérique était représentée. Le calcul de cette moyenne est indiqué dans la partie du tableau n° 1 ; I représente l'intensité dans la direction, H l'intensité horizontale et S l'intensité sphérique. La figure 1, pl. 30, donne la courbe des intensités dans un plan vertical. Le même coefficient peut s'appliquer avec une approximation suffisante aux courbes produites par les autres machines du même genre.

Pour les lumières à arc voltaïque et à courant continu la question n'est pas aussi simple. En effet, la répartition des intensités dans un azimut n'a plus une forme symétrique comme dans le cas des courants continus. Supposant le charbon positif en haut, les intensités sont beaucoup plus fortes au-dessous de l'horizon. Le maximum a lieu pour une direction verticale et 60°, et ce maximum présente avec l'intensité sphérique un rapport qui varie également dans des limites assez étendues. En réunissant quelques expériences faites pour lesquelles on a eu le temps de mesurer les intensités dans toutes les directions, et en y ajoutant les expériences faites antérieurement soit au Dépôt, soit dans les ateliers de MM. Sautter et Frères, on peut arriver à établir une loi reliant la moyenne sphérique à l'intensité horizontale et à l'intensité dans la direction. Le tableau n° 1 donne trois exemples de moyenne sphérique lorsqu'on a les intensités dans les directions ; les figures 2, 3 et 4 représentent

faits pour
résultats
que cas un
l, et pour
et l'autre
unité, on
ces points
proximati-

CALCUL DE LA MOYENNE

$$= \frac{1}{2} H + \frac{1}{2} M.$$

MOYENNE MÉTHODE $\frac{S}{H}$ calculée	
rectement.	par la formule empirique.
1,012	0,975
1,005	1,005
0,978	0,972
1,013	1,030
1,196	1,188
1,209	1,160
0,869	0,869
1,373	1,312
1,619	1,638
0,862	0,910
1,101	1,075
1,006	0,972
0,985	0,918
1,915	1,970

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

es moyennes sphériques résultant de cette formule arithmétique diffèrent assez peu de celles qu'on obtient par calcul exact, ainsi qu'on le voit sur le tableau n° 2. C'est la formule qui a été employée toutes les fois qu'on n'a pu mesurer que les intensités horizontale et maximum.

Le calcul de la moyenne sphérique est encore plus commode pour les bougies que pour les lumières à arc, parce que la courbe des intensités n'est pas la même dans tous les azimuts. Voici les résultats qui ont été obtenus avec les bougies Jablochkoff composées de crayons de 4 millimètres de diamètre. On a d'abord mesuré l'intensité de face, c'est-à-dire dans une direction perpendiculaire au plan des deux crayons. Prenant cette intensité dans le sens horizontal, à 45° , 0° en haut et à 45° en bas, on a pu construire la courbe des intensités dans le plan vertical, comme on le voit sur la figure 6. On a ensuite mesuré l'intensité horizontale de la bougie placée de champ, et on a trouvé 0,70 de l'intensité de face. Le temps ayant manqué pour mesurer, dans ce cas, les intensités au-dessus et au-dessous de l'horizon, on y a suppléé en remarquant que la courbe des intensités dans le plan des crayons doit se rapprocher de la précédente à mesure qu'on s'élève, et se confondre tout à fait avec elle en approchant de la verticale, tandis que, au-dessous de l'horizon, elle doit donner des valeurs qui sont à peu près la moitié de celles de l'autre courbe. Ces deux courbes sont tracées sur la figure 6, et pour chacune d'elles le calcul de la moyenne sphérique est indiqué dans le tableau n° 3. En admettant que l'intensité prise à 45° du plan des crayons diffère très peu de celle qui correspond à la direction de face, on obtiendra approximativement la moyenne sphérique de la bougie en ajoutant ensemble les trois quarts du résultat fourni par les intensités de face et un quart du résultat relatif aux intensités de champ. On trouve ainsi 0,8 pour la valeur de l'intensité moyenne sphérique, en représentant par 1,00 l'intensité horizontale de face. Ce

résultat peut s'appliquer aux autres bougies avec une grande approximation.

Les expériences sur la lampe Maxim à incandescence ont été assez complètes pour permettre d'en déduire l'intensité moyenne sphérique. Le charbon de cette lampe présente la forme de la lettre M, comme on le voit sur la figure 9; il a 24 millimètres de hauteur, 16 de largeur et 113 de développement; la section transversale est un rectangle de 0^{mm}, 5 de largeur dans le plan de l'M et de 0^{mm}, 1 environ d'épaisseur. Les mesures photométriques qui ont été prises ont permis de construire les courbes de la figure 7 qui représentent les intensités dans les trois plans verticaux de face, de champ et à 45°. Le calcul de la moyenne sphérique est donné dans le tableau n° 3, et conduit à la valeur 0,548, l'intensité de face étant prise pour unité.

Pour les trois autres lampes à incandescence, les circonstances n'ont pas permis de prendre des mesures aussi complètes; on n'a pu mesurer que les intensités dans la direction horizontale de face et il a fallu en déduire la moyenne sphérique par des considérations de projections géométriques.

Le charbon de la lampe Edison, représenté sur la figure 9, a un développement de 124 millimètres et une section carrée de 0^{mm},3 de côté. On trouve par le calcul que l'intensité moyenne dans le plan horizontal est 1,19, l'intensité de face étant 1,00, et que le coefficient de moyenne sphérique est 0,822, ce qui donne $1,19 \times 0,822 = 0,98$ pour la moyenne sphérique.

La lampe Lane-Fox a un charbon circulaire de 0^{mm},3 de diamètre et de 86 millimètres de développement. On trouve que l'intensité moyenne horizontale est 0,91, l'intensité de face étant 1,00, et que le coefficient de moyenne sphérique est 0,818, ce qui donne 0,74 pour l'intensité moyenne sphérique en prenant l'intensité de face pour unité.

La lampe Swan a également un charbon de section cir-

TABLEAU No 3. — INTENSITÉS DES LUMIÈRES À BOUGIES ET À INCANDESCENCE DANS DIFFÉRENTS AZIMUTS
ET CALCUL DE LA MOYENNE SPHÉRIQUE.

ANGLES au-dessus et au-dessous de l'horizon.	SURFACES des zones z	BOUGIE JABLOCHKOFF					
		de face H = 27,7		de champ M = 19,5		I S	I S
		I II	I S	I H	I S		
90°	0,004	0,80	1,10	0,80	1,10	0,10	0,10
75	0,034	0,85	1,14	0,80	1,10	0,10	0,10
60	0,065	0,95	1,26	0,84	1,15	0,15	0,15
45	0,093	1,00	1,37	0,86	1,18	0,18	0,18
30	0,115	1,04	1,45	0,85	1,17	0,17	0,17
15	0,126	1,05	1,44	0,79	1,08	0,08	0,08
0	0,130	1,00	1,37	0,70	0,96	0,06	0,06
15	0,126	0,85	1,17	0,52	0,71	0,11	0,11
30	0,113	0,62	0,85	0,30	0,41	0,16	0,16
45	0,093	0,34	0,47	0,12	0,16	0,07	0,07
60	0,065	0,10	0,14	0,05	0,07	"	"
75	0,034	"	"	"	"	"	"
90	0,004	"	"	"	"	"	"

culaire, et quoique le diamètre n'en ait pas été donné, on peut appliquer à cette lampe le même coefficient 0,74.

Le même genre de calcul appliqué à la lampe Maxim a donné 0,74 pour moyenne horizontale, 0,785 pour coefficient de moyenne sphérique et, par suite, $0,74 \times 0,785 = 0,58$ pour intensité moyenne sphérique, au lieu de la valeur 0,548 qui avait été conclue des mesures photométriques. Ces chiffres diffèrent peu; nous conserverons 0,58 pour avoir des résultats plus comparables avec ceux des autres lampes.

Suivant une remarque de M. Potier, l'un des membres de la Commission d'expériences, on peut établir une formule théorique donnant l'intensité moyenne sphérique d'une lumière; mais pour que cette formule soit suffisamment simple, il faut que le corps lumineux ait une surface ment convexe et présente sur toute cette surface uniforme. Les flammes remplissent, en général, la première condition et non la seconde; les lampes électro-incandescence satisfont à la seconde et non à la première. En supposant les deux conditions remplies et en tenant d'ailleurs les dimensions du corps lumineux par rapport à la distance de l'observateur, on peut calculer l'intensité moyenne sphérique. Un élément de surface ω , placé à une distance r du centre, éclairera une demi-sphère; en appelant ϵ l'éclat, l'élément émettra une quantité de lumière $\omega \epsilon \cos \alpha$ suivant une direction faisant l'angle α avec la normale; de plus la zone, dont la surface est $2\pi r^2 \sin \alpha d\alpha$, recevra une quantité de lumière égale à $2\pi r^2 \sin \alpha d\alpha \omega \epsilon \cos \alpha$, et l'intégrale de 0 à $\frac{\pi}{2}$, qui est $\pi \omega \epsilon r^2$, représentera la quantité de lumière reçue par la demi-sphère. En divisant cette quantité par la surface $4\pi r^2$ de la sphère, on aura $\frac{\omega \epsilon}{4}$ pour l'intensité moyenne sphérique de l'élément ω , et on en

conclura $\frac{S\epsilon}{4}$ pour la moyenne sphérique dont la surface est S . Si maintenant la projection de la surface visible sur la direction de l'observateur, dans cette direction sera $\sigma\epsilon$, de sorte que l'intensité moyenne sphérique à l'infini dans une direction déterminée sera $\frac{S}{4\sigma}$.

Cette formule n'est pas tout à fait applicable à l'incandescence à cause des pertes dues au recouvrement des différentes branches. Ces pertes sont très faibles. La formule pour les lampes Maxim, Edison et Lane-Fox, au lieu des valeurs 0,58, 0,98 et 0,74, ci-dessus et qui se trouvent ainsi corrigées représentant les pertes.

Les détails qui viennent d'être donnés pour les différentes catégories de lumière électrique comprennent comment, malgré la brièveté du temps dont on disposait, il a été possible dans ce rapport de donner l'intensité moyenne sphérique pour un grand nombre de mesures photométriques. Les résultats pour chacun des appareils mis en expérience sont plus loin dans les tableaux d'ensemble.

EXPÉRIENCES FAITES À L'EXPOSITION INTERNATIONALE DE 1889. — Après avoir fait connaître les résultats préliminaires, nous abordons maintenant proprement dit des expériences auxquelles nous avons procédé pendant la durée de l'Exposition. Elles ont été, comme nous l'avons indiqué, classées en quatre catégories.

MACHINES ET LAMPES À COURANTS ALTERNES. — Dans cette catégorie, trois systèmes se

no	WATTES	WATTES
	6 lamps Berjot.	12 lamps en 3 circuits.
	0	1230
	874	620
	0	2,60
	12,28	13,79
	12,28	16,39
	4,55	"
	"	3,25
	0,18	4,00
	0,41	0,62
	0,50	4,62
	0,72	8,00
	0	16,00
	32,6	12,8
	35,8	12,8
	36,0	55,2
	1,56	3,77
	1,71	3,77
	0	1,13
	0,85	1,03
	1,25	1,79
	8,40	11,31
	10,50	15,26
	171	10
	154	44
		30
		468
		0,03
		0,60
		0,74
		28,0
		30,7
		41,4
		3,66

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

yés : une machine de Méritens avec in, modèle des phares; la même machine avec régulateurs Berjot; enfin une machine de Siemens avec machine excitatrice lampes Siemens disposées en 3 circuits. Voici les résultats des observations, et les ont été déduits.

Dans la première de ces expériences, les ont tout le mode de groupement des courants de prendre des mesures électriques. Ils concordent assez bien pour les rendements thermique; ils donnent le même nombre de foyers, 3,59 pour la machine de Méritens, et 3,59 pour la machine Siemens. Mais le nombre de carcels par foyer ou électrique est plus que double avec la machine Siemens. Si on calcule le nombre de carcels pour un cheval, ce qui constitue le véritable rendement, on reconnaît que les trois expériences indiquées ont donné en nombres ronds 80, 80, 80 cheval. Or, ces expériences comprenaient un foyer de 931 carcels, la seconde 544 carcels, la troisième 12 foyers de 544 carcels. On conclure de ces chiffres que le rendement est à mesure que le nombre des foyers diminue, et que l'intensité lumineuse de chaque foyer augmente.

MACHINES ET LAMPES A COURANT CONTINU. — Dans ces machines le nombre des expériences a été le même que pour les machines à courants alternatifs. On a indiqué des systèmes qui ont été expérimentés, et on a donné le rendement qui résulte du nombre des foyers et de l'intensité lumineuse de chaque foyer.

Machine Gramme et lampe de phare réglée. — Une machine type D de la construction de Gramme; la lampe est celle que l'on emploie dans les applications militaires et dans laquelle le

des charbons se règle à la main. Par suite de l'imperfection de ce réglage, les mesures mécaniques et électriques n'ont pas été prises avec beaucoup d'exactitude.

2. Machine Jurgensen alimentant 1 régulateur Serrin; cette machine a cela de particulier qu'elle est munie de deux électro-aimants, l'un à l'extérieur, l'autre à l'intérieur de la bobine.

3. Machine Maxim alimentant 1 régulateur Maxim; les observations ont été faites dans de bonnes conditions; les mesures photométriques ont été assez nombreuses pour permettre le calcul direct de la moyenne sphérique.

4. Machine Siemens alimentant 1 lampe Siemens; dans cette machine le fil de la bobine a 2^{mm},5 et celui des électro-aimants 5^{mm},5 de diamètre.

5. Machine Siemens alimentant 2 lampes Siemens; cette machine est construite avec un fil de 2 millimètres pour la bobine et de 3^{mm},5 pour les électro-aimants.

6. Machine Burgin alimentant 3 lampes Crompton; les observations photométriques ont été assez complètes pour permettre le calcul direct de la moyenne sphérique.

7. Machine Gramme alimentant 3 lampes Gramme; dans cette expérience le rendement mécanique a été inférieur à celui des autres machines; il a été reconnu qu'un contact fermait une partie du courant sur les électro-aimants; mais en ce qui concerne les données électriques et lumineuses l'expérience est satisfaisante.

8. Machine Gramme alimentant 5 lampes; cette machine est de la construction de MM. Sautter et Lemonnier; le charbon supérieur est, comme dans l'expérience précédente, de la fabrication Siemens.

9. Machine Siemens alimentant 5 lampes Siemens; cette machine est construite avec des fils de 1^{mm},2 de diamètre pour la bobine et de 2^{mm},5 pour les électro-aimants.

10. Machine Weston alimentant 10 lampes Weston; les

DOCUMENTS

— EXPÉRIENCES —

NOTATIONS	1	2
et	Gramme	Surfaces
formules.	1 lampe.	1 lampe.

ours |
 l' chey

»
 »
 R oh
 emp
 E ve

R l
 75
 E.
 75
 l chey
 T
 n E +

mil
 care
 care
 t
 L =

T
 T
 t
 T
 t
 T
 L
 L
 T
 L
 T
 L
 L
 t
 t
 I

13
ush
impos.
705
9,35
,38
,90
,28
,5
4,3
,72
,573
0,79
4,51
971
11
63
68
39
482
0,73
0,62
0,85
44,4
60,5
71,4
4,11

mesures photométriques ont été assez complètes pour permettre le calcul direct de la moyenne sphérique.

11. Machine Brush alimentant 16 lampes Brush; les déterminations mécaniques et électriques n'ont pu être faites dans cette expérience avec la même rigueur que dans les autres.

12. Machine Brush, 40 lampes Brush dans l'intérieur du palais de l'Exposition; on a pu prendre des mesures lumineuses complètes et calculer ainsi la moyenne sphérique.

13. Machine Brush employée à l'éclairage de l'escalier de l'Opéra; cette machine est la même que dans l'expérience précédente; 37 lumières étaient allumées dans l'escalier de l'Opéra et la 38^e à l'Exposition pour les déterminations électriques et lumineuses. Cette dernière a fonctionné irrégulièrement et on n'a pu prendre de mesures photométriques; les lampes étant les mêmes que dans l'expérience précédente, et la chute de potentiel à la lampe n'ayant pas varié, on a adopté la même intensité lumineuse.

Les résultats complets de ces 13 expériences sont indiqués dans le tableau 5. Ils conduisent, surtout en ce qui concerne les rendements, à des conséquences intéressantes. Pour rendre ces conséquences plus faciles à saisir, on peut grouper les résultats suivant le nombre des lampes; ainsi le tableau n° 6 donne les moyennes des différents rendements pour trois catégories de machines, la première comprenant celles qui n'ont que 1 ou 2 foyers, la seconde celles qui en ont 3 ou 5 et la troisième celles qui en alimentent de 10 à 40.

On reconnaît d'abord que le rendement mécanique total est en général fort élevé. En laissant de côté la 7^e expérience pour laquelle une perte de courant a été constatée et la 13^e dont les conditions n'étaient pas ordinaires, on voit que le rendement varie de 0,83 à 0,97; la moyenne générale est 0,87, elle serait 0,91 en négligeant les deux

expériences qui viennent d'être indiquées. On peut en conclure que les appareils employés aujourd'hui sont très bien disposés pour recueillir et utiliser les courants produits.

TABLEAU N° 6. — COMPARAISON DES RENDEMENTS MOYENS DES MACHINES A COURANT CONTINU SUIVANT LE NOMBRE DES FOYERS LUMINEUX.

INDICATIONS.	FORMULES.	1 ou 2	3 ou 5	10 à 40	GÉNÉRAL.
		lampes.	lampes.	lampes.	

Le rendement mécanique et le rendement électrique des arcs, c'est-à-dire les rapports du travail électrique développé par le courant dans les arcs voltaïques, soit au travail moteur, soit au travail électrique total, vont l'un et l'autre en augmentant à mesure que le nombre des lampes augmente ou que l'intensité lumineuse de chaque foyer diminue. Les machines à grandes résistances, destinées ordinairement à desservir un grand nombre de lampes, sont donc en général celles qui utilisent le mieux le travail électrique.

Le nombre de carcels obtenues pour un cheval de travail moteur est en moyenne de 59 pour les machines à 1 et 2 lampes, de 56 pour celles de 3 à 5 lampes, et s'abaisse à 52 lorsque le nombre des lampes est de 10 à 40. Quoique ces nombres diffèrent peu les uns des autres, on peut

constater qu'ils varient dans le sens déjà indiqué pour les machines à courants alternatifs, c'est-à-dire que le nombre de carcels par cheval mécanique est d'autant plus petit que les foyers sont plus faibles et plus nombreux. La même loi s'observe pour les nombres de carcels par cheval d'arc, lesquels sont pour les trois mêmes catégories 116, 95 et 73 ; elle est encore vraie pour les nombres de carcels par ampère, qui sont 8,1 6,3 et 3,9.

BOUGIES ÉLECTRIQUES. — Depuis les premiers essais de M. Jablochhoff, on désigne sous le nom de bougies des appareils composés de deux crayons de charbon placés parallèlement à une distance invariable l'un de l'autre. Trois systèmes ont pu être essayés, celui de M. Jablochhoff, celui de M. Debrun et celui de M. Jamin. Voici l'indication des expériences auxquelles on a procédé.

1. Machine Debrun alimentant 7 bougies Debrun : la machine est du type de Gramme, mais avec excitatrice montée sur le même arbre. Les bougies Debrun se composent de deux charbons parallèles sans matière interposée ; elles brûlent par le bas. Elles n'ont pas fonctionné très régulièrement pendant l'expérience, et les mesures électriques n'ont pu être prises complètement.

2. Machine Gramme alimentant 20 bougies Jablochhoff ; cette machine est construite pour courants alternatifs et divisée en 4 circuits sur chacun desquels on a placé 5 bougies ; les mesures ont été prises d'une manière complète ; celles qui concernent la lumière ont permis de calculer directement la moyenne sphérique.

3. Machine Méritens alimentant 25 bougies Jablochhoff ; les 5 disques de la machine étaient montés isolément en tension et alimentaient chacun 5 bougies ; les mesures ont pu être prises d'une manière satisfaisante.

4. Machine Jamin alimentant 32, 48 et 60 bougies Jamin. La machine dont se servait M. Jamin à l'Exposition est une modification du type Gramme, avec excitatrice.

dans laquelle il a employé des fils plus fins et qu'il a fait marcher avec une vitesse plus grande. Les bougies brûlent par le bas; le système se distingue surtout par la présence du cadre dans lequel passe un courant, lequel dirige la flamme vers le bas et a une grande influence sur le rallumage. Trois expériences ont été faites avec 32, 48 et 60 bougies. C'est l'expérience intermédiaire, avec 48 bougies, qui a produit les meilleurs résultats; elle a donné 32 carcels par cheval de travail moteur tandis que pour les deux autres ce nombre n'a été que de 20 à 24; le nombre de carcels par ampère a été de 3,41 tandis que pour les deux autres cas, il s'est abaissé à 2,62 et 2,69.

Le tableau n° 7 donne les résultats de ces différentes expériences. On peut en tirer, quoique d'une manière moins claire, des conséquences analogues à celles qui ont été déduites des autres tableaux; je n'y insisterai pas. Il y a lieu seulement de remarquer que pour les deux expériences Jablochkoff et pour l'expérience Jamin à 48 bougies, le véritable rendement économique, c'est-à-dire le nombre des carcels par cheval mécanique est sensiblement le même. On a en effet obtenu 31,3 34,8 et 32,0 carcels par cheval de travail moteur.

LAMPES A INCANDESCENCE. — Les lampes à incandescence sont toutes fondées sur la même idée : l'illumination dans le vide d'un filament de charbon par un courant électrique, qui trouve au passage de ce charbon une grande résistance. Les expériences ont porté sur les 4 systèmes qui figuraient à l'Exposition et qui portent les noms de : Maxim, Edison, Lane-Fox et Swan.

Le système Maxim a d'abord été essayé avec 100 lampes; on a ensuite modifié les conditions du fonctionnement de l'excitatrice de manière à réduire successivement le courant à la valeur nécessaire pour 50 et pour 25 lampes. Dans ces nouvelles conditions le courant était moins bien approprié que dans le premier essai; aussi les évaluations

INDICATIONS.	NOTATIONS et formules.
OBSERVATIONS MÉCANIQUES.	
Vitesse de la machine à lumière.	Tours par 1'
Travail moteur total.	T chevaux
Travail à circuit ouvert.	"
OBSERVATIONS ÉLECTRIQUES.	
Résistance de l'excitatrice et de l'inducteur.	r ohms
Résistance du premier circuit.	R
Résistance des autres circuits.	R'
Intensité du courant inducteur.	i ampères
Intensité du courant produisant la lumière.. . . .	I
Différence de potentiel à la lampe.	E volts
CALCULS ÉLECTRIQUES.	
Travail de l'excitatrice en kilogrammètres.	$\frac{r i^2}{g}$
Travail du premier circuit.	$\frac{R I^2}{g}$
Travail des autres circuits.. . . .	$\frac{R' I^2}{g}$
Travail de l'arc (observé) en kilogrammètres.	$\frac{g}{E I}$
Travail de l'arc (calculé).. . . .	$\frac{g}{E I}$
Travail de l'arc (moyenne).. . . .	$\frac{g}{\theta}$
Travail des arcs en chevaux.	$t = \frac{n\theta}{75}$
Travail électrique total.. . . .	T
OBSERVATIONS PHOTOMÉTRIQUES.	
Intensité lumineuse horizontale de face.	Carrels
Intensité lumineuse moyenne sphérique.	l
Intensité totale, moyenne sphérique.	L = nl
RENDEMENTS.	
Rendement mécanique total.	$\frac{T}{T}$
Rendement mécanique des arcs.. . . .	$\frac{l}{T}$
Rendement électrique des arcs.. . . .	$\frac{t}{T}$
Carrels par cheval mécanique.. . . .	$\frac{L}{T}$
Carrels par cheval électrique.	$\frac{L}{T}$
Carrels par cheval d'arc.. . . .	$\frac{L}{t}$
Carrels par ampère.	$\frac{l}{I}$

D'ARLVA	JANLOCHKOFF avec machine Gramme. 30 bougies.	JANLOCHKOFF avec machine Mériter. 25 bougies.	JAMIN		
			32 bougies	48 bougies.	60 bougies.
2257 15,85 0		861 ,95 ,05			
"		"			
"		,90			
"		,90			
"		"			
10,0 50		,5 42			
"		"			
"		,74			
"		,22	1,		
65,0		,4			
"		,4			
"		,4			
6,07		,47			
"		,0			
37,6 27,4 192		,5 ,7 92			
"		,76			
0,44		,67			
"		,87			
13,9		1,8			
"		,6			
31,6		1,6			
2,74		1,79			

1

1

[REDACTED]

SUR LES LAMPES À INCANDESCENCE.

NOMBRE DE LAMPES ALLUMÉES.			TRUCCO	LAMPES-POUR	REMARQUES
n = 100	n = 50	n = 25	n = 320	n = 6	n = 4
	1				
	2				
	5				
	15				
	3				
	7				
	14				
	5				
	44				
	52				
	22				
	81				
	77				
	80				
	10				
	69				
	51				
	75				
	18				
	89				
	89				
	61				

électriques ont-elles été plus incertaines. Les photométriques ont été très complètes, et ont pu déterminer la moyenne sphérique ainsi que cela a été précédemment.

Pour le système Edison l'expérience a été faite avec 486 lampes du modèle ordinaire et 84 lampes petites dernières étant la moitié des premières, on peut dire que l'éclairage produit à 528 lampes du modèle ordinaire est équivalent à 16 bougies. Les mesures électriques et photométriques ont été prises dans d'assez bonnes conditions ; mais à cause de certaines circonstances dans lesquelles on se trouvait, les déterminations mécaniques ne méritent pas la même confiance.

Les lampes Lane-Fox ont été placées au nombre de 4 sur le courant dérivé de la machine Edison et ont pu fournir des mesures électriques et photométriques. On n'a pu faire de déterminations mécaniques.

Il en a été de même pour les lampes Swan qui ont été mises en expérience au nombre de 4 sur le même courant dérivé.

Les résultats de ces expériences sont consignés dans le tableau n° 8. Les circonstances dans lesquelles ils ont été obtenus ne sont pas assez satisfaisantes, surtout en ce qui concerne les deux derniers systèmes, pour qu'on puisse en tirer des conséquences bien certaines. Une autre série d'expériences faites dans des conditions plus comparables est indiquée plus loin.

COMPARAISON DES 4 MODES D'ÉCLAIRAGE ÉLECTRIQUE. On peut comparer entre eux, d'une manière sommaire, les 4 modes de production de la lumière qui viennent d'être successivement examinés, en prenant dans les tableaux qui précèdent la moyenne des rendements obtenus. Les résultats sont indiqués dans le tableau ci-dessous. Les expériences de la Commission n'ont été ni assez nombreuses ni assez précises pour que ce tableau puisse

considéré comme donnant une comparaison exacte entre les différents systèmes. On peut cependant en tirer quelques conclusions générales. Ainsi on reconnaît que les rendements en lumière diminuent très notablement lorsqu'on passe des régulateurs aux bougies et des bougies aux lampes à incandescence. Les rendements sont à peu près comme les nombres entiers 5, 2 et 1 lorsqu'il s'agit du nombre de carcels par cheval d'arc, et comme 6, 3 et 1 pour les nombres de carcels correspondant à 1 cheval du travail moteur.

TABLEAU N° 9. — COMPARAISON DES RENDEMENTS DANS LES QUATRE SYSTÈMES DE LUMIÈRE ÉLECTRIQUE.

INDICATIONS.	FORMULES.	COURANTS alternatifs.	COURANT continu.	BOUGIES.	INCAN- DESCENCE.
Rendement mécanique total. . .	$\frac{T'}{T}$	0,85	0,87	0,89	0,77
Rendement mécanique des lampes.	$\frac{t}{T}$	0,68	0,60	0,78	0,59
Rendement électrique des lampes.	$\frac{t}{T'}$	0,80	0,74	0,88	0,73
Carcels par cheval mécanique. .	$\frac{L}{T}$	60	56	28	9,8
Carcels par cheval électrique. . .	$\frac{L}{T'}$		65	33	10,6
Carcels par cheval d'arc.	$\frac{L}{t}$	87	95	37	17
Carcels par ampère.	$\frac{l}{I}$	3,6	6,1	2,8	1,5

EXPÉRIENCES SPÉCIALES SUR LES LAMPES A INCANDESCENCE.

— D'autres expériences ont été faites par une Sous-Commission qui s'était chargée d'étudier spécialement les lampes à incandescence, et qui était composée de MM. Barker, Crookes, Hagenbach, Kundt et Mascart.

L'intensité photométrique de chaque lampe a été mesurée avec un photomètre de Bunsen dans une direction ho-

TABEAU N° 10. — RÉSULTATS DES EXPÉRIENCES DE LA SOUS-COMMISSION SUR LES LAMPES A INCANDESCENCE.

	MAXIM.	EDISON.	LAMPE-FOX.	SWAN.
L bougies	15,96	15,58	16,56	16,61
R ohms	31,95	51,11	52,71	53,21
E volts	41,11	59,60	27,40	32,78
I ampères	56,49	62,27	45,65	47,30
$T = \frac{R I^2}{g}$	1,580	1,578	1,595	1,471
Travail d'une lampe en kilogm.	7,94	5,91	7,09	7,06
Coefficient de moyenne sphérique par rapport à l'intensité à 45°	$\frac{5}{6 \times 0,707} = 0,68$	$0,98 \times 0,707 = 0,69$	0,74	0,74
Intensité moyenne sphérique en carrels	1,085	2,171	1,211	1,229
Carrels par cheval d'arc.	10,25	16,55	20,51	15,06

$$I = \frac{mL}{9,5}$$

$$75 \frac{1}{T}$$

rizontale à 45° du plan du charbon. L'unité lumineuse était la bougie de spermaceti de Londres consommant $7^{\text{gr}}, 776$ par heure. Il faut à peu près 9,5 de ces bougies pour faire l'intensité d'une carcel. Chaque lampe a été expérimentée pour 16 et 32 bougies, c'est-à-dire que le courant a été réglé de manière à faire produire successivement ces deux intensités par chaque lampe.

Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau n° 10; l'intensité à 45° a été transformée en moyenne sphérique et les bougies en carcels.

Les chiffres de ce tableau font voir que pour doubler l'intensité de chacune de ces lampes, il n'est pas nécessaire de doubler le travail, mais qu'il suffit de l'augmenter dans le rapport de 1 à 1,26, 1,29 1,26 et 1,37. La loi qui lie le travail dépensé dans la lampe et l'intensité lumineuse obtenue n'est donc pas celle de la proportionnalité, et ce résultat de l'expérience me paraît pouvoir s'expliquer par les considérations qui suivent.

Pour déterminer la relation entre le travail et la lumière, il faut d'abord connaître celle qui lie chacune de ces deux quantités à la température.

Or un corps incandescent de très petit volume, abandonné à la température θ dans un milieu dont la température est par exemple 15° , se refroidit dans l'instant dt de

$$d\theta = \frac{m}{c} (\theta - 15) dt,$$

m étant un coefficient qui dépend des dimensions du corps et c sa capacité calorifique : d'un autre côté, pour relever la température de ce corps de $d\theta$, il faut une quantité de travail

$$dT = n. c. 425. d\theta,$$

n étant un coefficient qui dépend du corps et 425 représentant l'équivalent mécanique de la chaleur. On tire de ces deux équations :

$$\frac{dT}{dt} = K(\theta - 15), \quad \text{en posant } K = 425.m.n.$$

C'est la quantité de travail par seconde nécessaire pour maintenir le corps à la température θ , et cette quantité est proportionnelle à $\theta - 15$. Si donc on prend la température pour abscisse et le travail pour ordonnée, la quantité de travail sera représentée par une ligne droite partant de l'axe des abscisses à une distance 15 de l'origine.

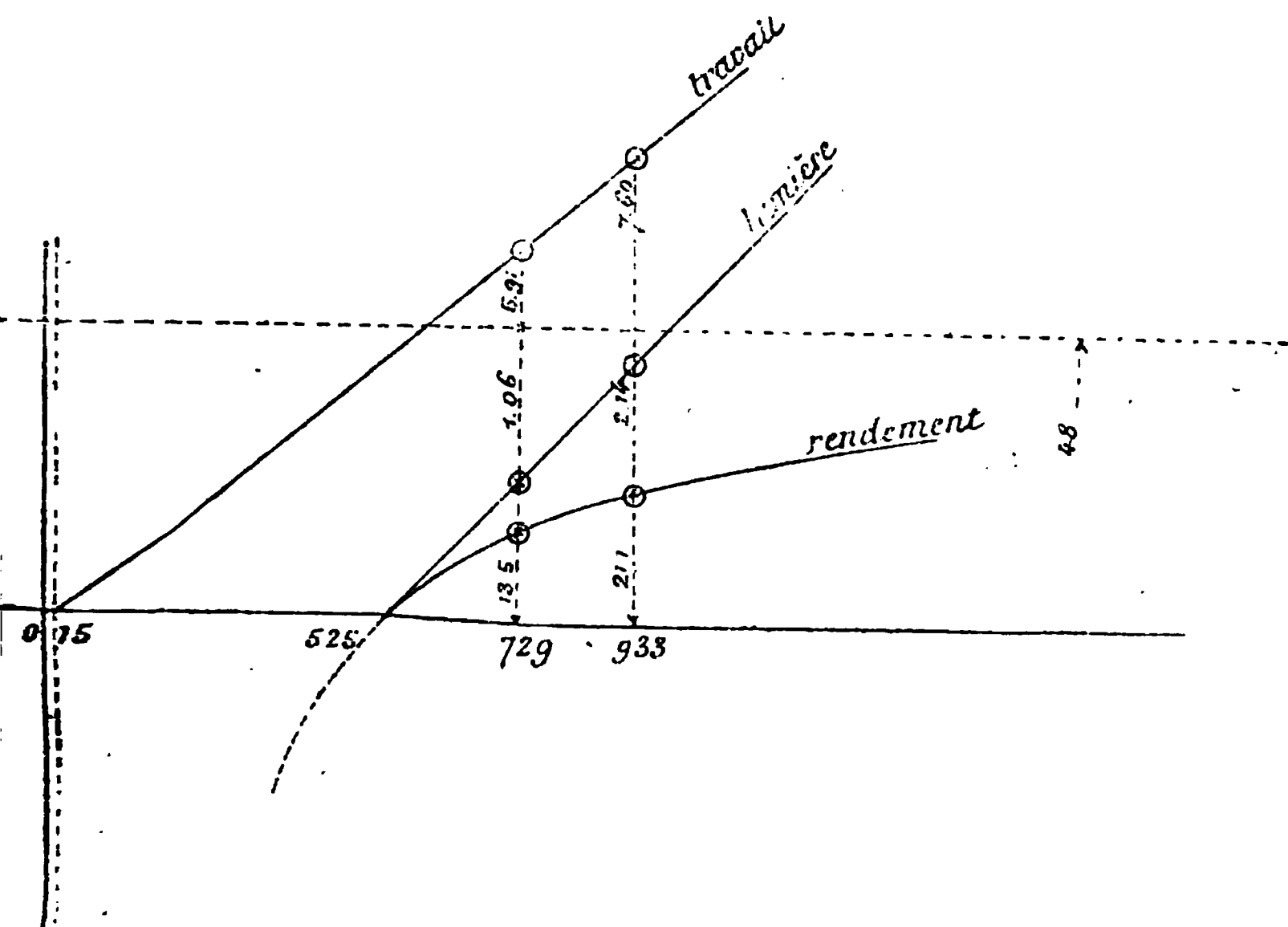
Quant à l'intensité lumineuse de la lampe, elle ne commence à se manifester qu'à partir d'une certaine température qu'on peut, d'après Pouillet, fixer approximativement à 525° , et elle augmente ensuite avec la température suivant une loi qui n'est pas connue. Si on admet que cette intensité lumineuse peut être considérée comme à peu près proportionnelle à l'excès de la température sur 525° , les deux intensités lumineuses de 16 et de 32 bougies que présentaient les lampes à incandescence dans les expériences de la Sous-Commission, devaient correspondre à des températures $\theta' = 525 + x$ et $\theta'' = 525 + 2x$. En appelant T' et T'' les quantités correspondantes de travail tirées des expériences, on doit avoir :

$$\frac{T''}{T'} = \frac{\theta'' - 15}{\theta' - 15} = \frac{510 + 2x}{510 + x} \quad \text{d'où} \quad x = 510 \cdot \frac{T'' - T'}{2T' - T''}.$$

En remplaçant T' et T'' par les résultats indiqués dans le tableau n° 10, on trouve pour les 4 lampes à incandescence les valeurs de x : 182° , 204° , 180° et 298° . On connaît ainsi les températures qui correspondent aux deux observations. Ces températures sont par exemple, pour la lampe Edison, 729° et 933° . De sorte qu'on peut construire la ligne droite qui représente les intensités lumineuses de cette lampe et dont l'équation est :

$$L = \frac{2,14 - 1,06}{204} (\theta - 525).$$

C'est une droite qui part de l'axe des abscisses à une distance 525 de l'origine.



L'équation du travail correspondant pour la lampe Edison serait en chevaux :

$$T = 75 \cdot \frac{7,60}{933 - 15} (\theta - 15),$$

et le rapport des ordonnées de ces deux droites pour les mêmes abscisses est :

$$\frac{L}{T} = 48 \cdot \frac{(\theta - 525)}{(\theta - 15)}.$$

Cette équation qui représente le rendement en fonction de la température, est celle d'une hyperbole équilatère dont les asymptotes sont parallèles aux axes. La partie de cette courbe qui se rapporte à la question est tracée sur la figure ci-dessus, et elle fait comprendre les variations que présente le nombre de carrels par ampère, lorsque la température varie depuis 525° jusqu'au point qui correspond à la volatilisation du charbon.

ACCUMULATEURS FAURE. — Après les questions relatives à la production de la lumière, la Commission d'expériences a eu à étudier celle des accumulateurs d'électricité.

On sait que la pile de M. Planté, dite pile secondaire ou accumulateur, consiste en lames de plomb placées dans l'eau acidulée et à travers lesquelles on fait passer le courant d'une pile ordinaire ou d'une machine à courant continu. Lorsque les lames sont recouvertes d'une couche suffisante d'oxyde, on dit que la pile est chargée et elle est alors capable de donner elle-même un courant si on l'introduit dans un circuit. M. Faure a eu l'idée de déposer à l'avance une couche d'oxyde de plomb sur les lames, afin de hâter la période du chargement, et c'est cette pile ainsi modifiée qui a été essayée par la Commission. Une première expérience a eu lieu en octobre 1881 dans le palais de l'Exposition; elle ne réussit pas et fut recommencée en janvier 1882 au Conservatoire des arts et métiers.

La pile se composait de 35 éléments à lames contournées en spirale, pesant chacun $43^{\text{kg}},7$, liquide compris. La machine de charge était du type Siemens faisant environ 1 080 tours par minute. La charge de la pile a duré $22^{\text{h}},45$ en quatre séances. Je ne donnerai pas les résultats partiels de chacune de ces séances; je fais seulement connaître, dans le tableau n° 11, les résultats généraux de la période totale de charge.

TABLEAU N° 11. — RÉSULTATS CONSTATÉS PENDANT LA PÉRIODE DE CHARGE DE LA PILE FAURE.

Durée des expériences.. . . .	d secondes	81 900
Travail mécanique total.	T kilog. m.	9 569 800
Travail mécanique de transmission. . .	t kilog. m.	808 800
Travail effectif.	$T - t$ kilog. m.	8 761 000
Potentiel moyen de la pile.	E volts	90,14
Intensité moyenne du courant de charge.	I ampères	8,48
Intensité moyenne du courant d'excitation.	i ampères	2,50
Quantité d'électricité fournie à la pile. .	$Q = I \cdot d$ coulombs	694 500
Travail électrique de la charge.	$T' = \frac{E \cdot I \cdot d}{g}$ en kilog. m.	6 382 100
Travail électrique d'excitation.	$T'' = \frac{E \cdot i \cdot d}{g}$ en kilog. m.	1 883 600

Travail électrique de l'anneau.	$T'' + T''' + T'''$	269 800
Travail électrique total.	$T' + T'' + T'''$	8 535 500
Rendement mécanique par rapport au travail effectif.	$\frac{T - t}{T}$	0,974
Rendement mécanique de la charge par rapport au travail effectif.	$\frac{T - t}{T' + T'' + T'''}$	0,728
Rendement mécanique par rapport au travail total.	$\frac{T}{T'}$	0,892
Rendement mécanique de la charge par rapport au travail total.	$\frac{T}{T}$	0,667

La décharge de la pile s'est faite en deux séances et a duré en tout 10^h,39; elle s'est effectuée au travers de 11 lampes à incandescence Maxim placées en dérivation. On n'a d'abord mis en décharge que 30 éléments; on a ensuite ajouté les deux suivants, puis les trois derniers. Je me borne, comme pour la première période, à donner les résultats généraux dans le tableau n° 12.

TABLEAU N° 12. — RÉSULTATS CONSTATÉS PENDANT LA PÉRIODE DE DÉCHARGE DE LA PILE FAURE.

Durée des expériences.	d secondes	38 340
Potentiel moyen de la pile.	E volts	61,49
Intensité moyenne du courant.	I ampères	16,16
Quantité d'électricité rendue par la pile.	$Q_1 = I \cdot d$ coulombs	619 600
Travail électrique de la décharge.	$T_1 = \frac{E \cdot I \cdot d}{g}$ kg.m	3 884 000
Travail moyen par seconde.	$t_1 = \frac{E \cdot I}{g}$ kg.m	101,3
Intensité photométrique moyenne d'une lampe de face.	l carcels	1,43
Intensité moyenne sphérique.	$l' = 0,58 l$	0,829
Intensité moyenne sphérique des 11 lampes.	$L = 11 l'$	9,12
Rendement en quantité d'électricité.	$\frac{Q_1}{Q}$	0,892
Rapport du travail électrique récupéré au travail moteur total.	$\frac{T_1}{T}$	0,406
Rapport du travail électrique récupéré au travail électrique de la charge.	$\frac{T_1}{T'}$	0,608
Carcels (intensité de face) par cheval électrique.	$11 l' \frac{75}{t_1}$	11,54
Carcels (moyenne sphérique) par cheval électrique.	$L \frac{75}{t_1}$	6,75

Voici quelles sont les conséquences principales qu'on peut tirer de ce tableau :

On a trouvé dans la décharge les 0,89 de la quantité

d'électricité qu'on avait accumulée dans la pile pendant la charge.

On a récupéré en travail électrique les 0,41 du travail moteur total, et les 0,61 du travail électrique de la charge.

Cette différence entre le rendement 0,61 en travail électrique et le rendement 0,89 en quantité d'électricité, tient à la différence du potentiel de la pile qui est 90 volts pendant la charge et seulement 61 pendant la décharge. On peut vérifier que le rapport de ces deux nombres est le même que celui des deux rendements. C'est le cas de deux masses égales d'eau qui, s'écoulant de deux hauteurs différentes, produisent des quantités de travail proportionnelles aux hauteurs de chute. La théorie indique d'ailleurs que le potentiel pendant la décharge est nécessairement plus petit que pendant la charge.

Au point de vue industriel on peut dire que dans une pile pesant environ 1 500 kilogrammes on a accumulé une quantité d'électricité capable de produire 101 kilogrammètres par seconde pendant $10^h, \frac{1}{2}$, ou environ un cheval pendant 14 heures.

TRANSPORT DE LA FORCE. — La question du transport de la force par l'intermédiaire d'un courant électrique, a pu être étudiée par la Commission pendant la durée de l'Exposition, mais dans des conditions un peu imparfaites. Au lieu de machines dynamo-électriques disposées en vue de cette application, on a dû employer des machines Gramme ordinaires exposées par M. Ducommun. Dans les premières expériences on n'a enregistré que les données mécaniques. Je parlerai seulement des dernières dans lesquelles on a pu prendre en outre des mesures électriques.

Les machines ont été successivement réunies par deux circuits l'un de 84 mètres, l'autre de 560, ce qui correspond à une distance entre les machines égale à 42 mètres ou à 280 mètres. La résistance totale des deux machines et de

TABEAU N° 13. — RÉSULTATS DES EXPÉRIENCES DE L'EXPOSITION SUR LE TRANSPORT DE LA FORCE.

	CIRCUIT DE 84 MÈTRES.				CIRCUIT DE 580 MÈTRES.				
	1184	1244	1194	1176	1193	1226	1250	1203	919
Nombre de tours de la génératrice. . .	N								
Nombre de tours de la réceptrice. . .	N'	915	740	580	229	752	648	477	172
Travail moteur (au dynamomètre).. . .	T kgm.	164	214	220	262	155	168	204	191
Poids sur le frein de la réceptrice.. . .	Kilog.	0,90	1,40	1,90	3,40	0,90	1,40	1,90	2,40
Travail transmis (au frein)..	T'	55	69	73	52	45	60	60	28
Intensité du courant électrique.	I ampères	11,8	14,7	18,0	27,5	11,9	15,5	18,0	21,1
Travail des résistances.	$\ell = \frac{R I^2}{g}$	51	48	71	169	45	76	103	141
Rapport des vitesses.. . . .	$\frac{N'}{N}$	0,77	0,59	0,49	0,19	0,59	0,52	0,38	0,19
Rendement en travail transmis.. . . .	$\frac{T'}{T}$	0,34	0,52	0,53	0,20	0,54	0,36	0,50	0,14
Rapport du travail des résistances au travail moteur.. . . .	$\frac{\ell}{T}$	0,19	0,23	0,32	0,64	0,54	0,45	0,51	0,5

circuit était en ohms de 2,197 dans le premier cas et de 3,122 dans le second.

Les résultats de quelques-unes des expériences sont donnés dans le tableau n° 13.

La principale conséquence à tirer des chiffres de ce tableau, c'est que si on augmente successivement le poids sur le frein de la réceptrice, le travail transmis augmente d'abord jusqu'à une certaine limite et diminue ensuite, de sorte qu'il présente un maximum qu'on ne peut dépasser en restant dans les conditions de l'expérience. Ce maximum était de 75 kilogrammètres ou 1 cheval avec le circuit de 84 mètres et de 60 kilogrammètres ou 0,8 de cheval avec celui de 560 mètres. Le rendement ou le rapport du travail transmis au travail moteur a été de $\frac{1}{2}$ environ.

C'est ici que se termine ce que j'avais à dire sur les expériences faites à l'Exposition d'électricité; mais la question du transport de la force a depuis lors été étudiée avec persévérance par M. Marcel Deprez; les systèmes qu'il a proposés ont été expérimentés, d'abord par M. Tresca, et ensuite par une Commission de l'Académie. Comme cette question ne peut manquer d'intéresser les lecteurs des *Annales*, je crois devoir compléter ce que je viens de dire en faisant connaître sommairement les nouveaux résultats qui ont été obtenus.

EXPÉRIENCES SUR LE SYSTÈME DE M. MARCEL DEPREZ POUR LE TRANSPORT DE LA FORCE. — M. Marcel Deprez avait organisé dans les dépendances du chemin de fer du Nord, un système d'essai composé de deux machines dynamo-électriques et d'un fil télégraphique ayant 17 kilomètres de long, de Paris au Bourget et retour. Les deux machines étaient établies dans le voisinage l'une de l'autre et reliées par un second fil de courte longueur; elles se trouvaient

dans le même cas que si elles avaient été placées à 8^{km},5 l'une de l'autre. La génératrice était d'un système particulier imaginé par M. Deprez, à double bobine et à fil de 1 millimètre de diamètre; la réceptrice était une grande machine Gramme, type de la guerre modifié. Les résistances de ces deux machines étaient respectivement de 56 et 83 ohms; celle de la ligne était de 160 ohms. Ce système a été expérimenté le 11 février dernier par M. Tresca qui en a rendu compte à l'Académie, dans la séance du 19 février. Voici les moyennes des résultats obtenus dans 6 expériences.

TABEAU N° 14. — RÉSULTATS DE L'EXPÉRIENCE DU 11 FÉVRIER 1883, SUR LE SYSTÈME DE M. DEPREZ POUR LE TRANSPORT DE LA FORCE.

Nombre de tours par minute de la génératrice.	590
Nombre de tours par minute de la réceptrice.	366
Travail moteur au dynamomètre.	6 ^{ch} , 21
Travail perdu à la génératrice (par différence).. . . .	1, 79
Travail électrique à la sortie de la génératrice.. . . .	4, 43
Travail dépensé dans le circuit (par différence).	1, 31
Travail électrique à l'entrée de la réceptrice.. . . .	3, 12
Travail perdu à la réceptrice par différence.	1, 09
Travail transmis à l'arbre du frein.	2, 03
Rapport des vitesses 366 : 590.	0, 62
Rendement de la génératrice en travail électrique 4,33 : 6,21.	0, 713
Rendement du circuit en travail électrique 3,12 : 4,43.	0, 704
Rendement de la réceptrice en travail mécanique 2,03 : 3,12.	0, 651
Rendement définitif ou rapport du travail transmis au travail moteur.	0, 327

Ainsi le rendement définitif est encore égal à $\frac{1}{3}$, comme précédemment; mais la quantité de travail transmis à 8 kilomètres et demi, s'est élevée à 2 chevaux. Une autre expérience faite le même jour a même donné 2^{ch},79, ce qui dépasse beaucoup les résultats obtenus précédemment.

De nouvelles expériences faites le 18 février ont été communiquées à l'Académie le 26 du même mois par M. Tresca. Le système était le même, mais on avait imprimé aux machines une vitesse de rotation plus grande. Les mesures électriques qui ont été prises ont permis de calculer les

pertes de travail dues aux résistances et d'en conclure par différence les pertes provenant d'autres causes. Voici les résultats obtenus :

TABLEAU N° 15. — RÉSULTATS DE L'EXPÉRIENCE DU 18 FÉVRIER SUR LE MÊME SYSTÈME.

Nombre de tours de la génératrice.	804
Nombre de tours de la réceptrice.	620
Travail moteur mesuré au dynamomètre.	10 ^{ch} , 389
Travail mécanique de la transmission.	2, 196
Travail mécanique fourni à la génératrice.	8, 193
Travail électrique dépensé par la résistance de la génératrice :	
$(R = 56 \quad I = 2,687) \frac{RI^2}{75g} =$	0, 549
Perte de travail supplémentaire (par différence).. . . .	0, 844
Travail électrique à la sortie de la génératrice.	6, 800
Travail dépensé en chaleur dans le circuit ($R = 160 \quad I = 2,687$)	
$\frac{RI^2}{75g} = 1,570$; on n'a trouvé que.	1, 374
Travail électrique à l'entrée de la réceptrice.. . . .	5, 426
Travail électrique dépensé par la résistance de la réception :	
$R = 83; \frac{RI^2}{75g} =$	0, 814
Perte de travail supplémentaire (par différence).	1, 309
Travail mécanique transmis à l'arbre du frein.	3, 304
Rapport des vitesses.	0, 761
Rendement mécanique de la transmission 8,193 : 10,389.	0, 788
Rendement de la génératrice en travail électrique.	0, 830
Rendement du circuit.	0, 799
Rendement de la réceptrice.	0, 608
Rendement total en travail non compris la transmission 3,304 : 8,193 =	0, 403
Rendement effectif ou rapport du travail transmis au travail moteur	
3,304 : 10,389 =	0, 318

Il résulte de ces chiffres que la quantité de travail moteur peut se décomposer de la manière suivante :

Travail de la transmission mécanique.. . . .	2, 196	0, 211
Travail perdu en chaleur développée par la résistance. . . .	2, 736	0, 263
Travail perdu aux points de transformation.	2, 153	0, 207
Travail réellement transmis.. . . .	3, 304	0, 318
Total égal au travail moteur.. . . .	10, 389	1, 000

Le rendement définitif est encore ici de 0,318 ou de près de $\frac{1}{3}$, mais le travail transmis dépasse en valeur absolue les résultats précédents. On peut dire que le système soumis aux essais, en février dernier, par M. Marcel Deprez, était capable de transmettre 3^{ch},3 à 8 kilomètres et demi de distance.

Le travail de 2^{ch},736 retrouvé sous forme de chaleur

est nécessairement perdu pour l'effet utile ; mais le travail de $2^{\text{ch}}, 153$ qui n'a pu être retrouvé par le calcul, pourra être réduit si on parvient à en atténuer les causes ; et dans ce cas, on pourrait se rapprocher d'un rendement effectif égal à $1/2$.

EXPÉRIENCES FAITES PAR UNE COMMISSION DE L'ACADÉMIE SUR LE MÊME SYSTÈME POUR LE TRANSPORT DE LA FORCE. — A l'occasion des communications faites par M. Tresca sur la question du transport de la force, l'Académie des sciences décida, dans sa séance du 19 février dernier, que de nouvelles expériences seraient faites par une Commission composée de MM. Bertrand, Tresca, de Lesseps, de Freycinet et Cornu. Ces expériences eurent lieu le 4 mars au chemin de fer du Nord, à peu près dans les mêmes conditions que les précédentes. Les mesures dynamiques furent prises par M. Tresca, et les mesures électriques par M. Cornu. Le rapport a été présenté à l'Académie par M. Cornu, dans la séance du 9 avril. Parmi les expériences qui ont été faites successivement, quelques-unes n'ont pas été complètes. Je me bornerai à résumer les résultats de la première et des 3 dernières.

TABEAU N° 16. — RÉSULTATS DES EXPÉRIENCES DE L'ACADÉMIE SUR LE TRANSPORT DE LA FORCE.

Nombre de tours de la génératrice. . . .	N	370	850	923	1 024
Nombre de tours de la réceptrice. . . .	n	88	643	709	799
Rapport des vitesses.	$\frac{n}{N}$	0,238	0,756	0,768	0,780
Travail mécanique au dynamomètre. . .	T chevaux	$3^{\text{ch}}, 854$	9,514	10,556	12,267
Travail mécanique fourni à la génératrice.	T_m	3,331	7,408	8,259	9,731
Travail mécanique recueilli au frein de la réceptrice.	T_u	0,489	3,572	3,939	4,439
Travail mécanique transmis par 100 tours de génératrice.	$\frac{100 T_u}{N}$	0,105	0,420	0,427	0,433
Rendement de la transmission.	$\frac{T_m}{T}$	0,864	0,779	0,782	0,793
Rendement dynamique, transmission dé- dite.	$\frac{T_u}{T_m}$	0,147	0,482	0,477	0,456
Rendement dynamique brut.	$\frac{T_u}{T}$	0,127	0,375	0,372	0,362
Intensité du courant.	I ampères	2,52	2,57	2,52	2,50
Force électromotrice totale développée dans la génératrice.	E volts	888	2 083	2 229	2 480

Force électromotrice totale développée dans la réceptrice.. . . .	e	138	1 258	1 468	1 779
Rendement électrique.	$\frac{e}{E}$	0,155	0,604	0,658	0,717
Rapport de la force électromotrice à la vitesse dans la génératrice.	$\frac{E}{N}$	2,40	2,45	2,41	2,42
Rapport de la force électromotrice à la vitesse dans la réceptrice.. . . .	$\frac{e}{n}$	1,57	1,96	2,07	2,23
Energie électrique développée dans la génératrice.	0 chevaux	2,923	6,991	7,336	8,027
Energie électrique développée dans la réceptrice.	θ'	0,454	4,222	4,831	5,800
Coefficient pratique de transformation pour la génératrice.	$H = \frac{\theta}{T_m}$	0,877	0,944	0,888	0,832
Coefficient pratique de transformation pour la réceptrice.	$h = \frac{T_u}{\theta'}$	"	0,846	0,815	0,764

Le fait capital qui ressort de ces expériences, c'est qu'on est arrivé à transporter près de 4 chevaux et demi, $T_u = 4,439$, à travers une résistance de 160 ohms représentée par une double ligne télégraphique de 8 kilomètres et demi. Quand au rendement, il serait de 48 p. 100, si l'on faisait abstraction de la perte due à la transmission; mais il n'est que de 37 1/2 p. 100 en prenant le rapport du travail transmis au travail moteur initial. C'est un peu plus que le rendement de 1/3 trouvé précédemment.

Quelques autres conséquences peuvent être déduites de la discussion des chiffres de ce tableau. La quantité de travail transmise va en augmentant avec la vitesse; mais le rendement paraît passer par un maximum qui se trouverait ici correspondre à une vitesse de la génératrice de 850 à 923 tours. Une remarque analogue avait été faite dans l'expérience du 18 février.

La force électromotrice développée dans chaque machine est à peu près proportionnelle à la vitesse. On voit que les rapports $\frac{E}{N}$ et $\frac{e}{n}$, pour les 3 dernières expériences sont à peu près constants et égaux à 2,42 et 2,19 en moyenne.

Le rapport des forces électromotrices $\frac{e}{E}$ devrait théoriquement donner le rendement mécanique, car

$$\frac{T_u}{T_m} = \frac{e I}{E I} = \frac{e}{E}.$$

La différence qui existe entre ces deux rapports tient aux pertes qui se produisent dans les deux machines par la transformation de l'énergie mécanique en énergie électrique et réciproquement. Si on calcule au moyen de la force électromotrice et de l'intensité du courant les énergies électriques θ et θ' développées dans la génératrice et dans la réceptrice, et si on les compare aux quantités de travail T_m et T_u , on reconnaît que l'énergie électrique θ transmise par la génératrice est inférieure au travail mécanique T_m qui lui a été fourni, tandis que le travail mécanique T_u produit par la réceptrice est inférieur à son énergie électrique θ' .

Les rapports $\frac{\theta}{T_m} = H$ et $\frac{T_u}{\theta'} = h$ indiquent la réduction que l'énergie éprouve par le passage dans chaque machine. On peut donc dire que si on part du travail mécanique fourni à la réceptrice, le rendement effectif est le produit de 3 facteurs,

$$\frac{e}{E}, \quad H, \quad h,$$

et que, si on veut partir du travail moteur initial, il faut introduire un 4^e facteur $K = \frac{T_m}{T}$; on a alors :

$$\frac{T_u}{T} = K. \frac{e}{E}. H. h.$$

M. Marcel Deprez a atteint pour le coefficient $\frac{e}{E}$ une valeur 0,717 supérieure à celles qu'on a obtenues jusqu'ici pour un circuit aussi résistant. La diminution du coefficient K est une question de mécanique ordinaire. Quant aux coefficients H et h , c'est aux constructeurs qu'il appartient de les réduire autant que possible.

M. Cornu termine son rapport en indiquant l'idée domi-

nante qui dirige les recherches de M. Marcel Deprez et qui est du reste conforme à la théorie ; c'est de construire des machines pouvant fonctionner avec des courants de faible intensité tout en produisant des forces électromotrices considérables. L'équation

$$EI - eI = RI^2, \text{ d'où } \frac{e}{E} = 1 - R \cdot \frac{I}{E}$$

fait voir en effet que pour augmenter le rendement $\frac{e}{E}$

il faut diminuer autant que possible le rapport $\frac{I}{E}$. Mais cette condition n'est pas facile à remplir. Pour augmenter la force électromotrice E dans une machine, il faut augmenter soit la vitesse, ce qui au delà d'une certaine limite devient dangereux, soit la longueur des fils, ce qui conduirait à accroître les dimensions et le prix des machines, si on conservait au fil le même diamètre, ou à rendre la résistance plus grande, si on diminuait la grosseur du fil. On peut encore accroître la force électromotrice en augmentant la puissance des inducteurs et c'est surtout dans cette voie que M. Marcel Deprez dirige ses efforts. Mais quel que soit le procédé adopté, l'emploi de ces grandes forces électromotrices est très dangereux et exige des précautions sérieuses pour assurer la sécurité des personnes et la conservation des appareils.

L'Académie, sur la proposition de sa Commission, a félicité M. Marcel Deprez des résultats importants qu'il a obtenus et qui dépassent de beaucoup tout ce qui a été accompli avant lui.

Les expériences qui viennent d'être successivement analysées font voir que la question du transport de la force est en voie d'accomplir de sérieux progrès. Le rendement, c'est-à-dire le rapport du travail transmis au travail moteur, n'a, il est vrai, varié que de 0,318 à 0,375 ; mais la quan-

tité absolue de travail transmis a augmenté de 1 cheval à 4 chevaux et demi. Le problème du transport de l'énergie se posant surtout à l'occasion des forces naturelles, comme les marées ou les chutes d'eau, qui recèlent des quantités énormes de travail, la question du rendement n'a qu'une importance secondaire. Ce qu'il faut obtenir, c'est le transport, à un prix suffisamment réduit, d'une quantité absolue de travail aussi grande que possible.

EXPÉRIENCES FAITES A GRENOBLE SUR LE MÊME SYSTÈME. — Au moment où je termine cette note, l'Académie vient de recevoir, dans sa séance du 10 septembre, le compte rendu d'expériences faites à Grenoble par M. Marcel Deprez. Ce compte rendu est présenté par M. le capitaine du génie Boulanger, président d'une Commission nommée par la ville de Grenoble pour étudier la question. Les machines étaient les mêmes qu'aux ateliers du chemin de fer du Nord; mais le fil des inducteurs de la réceptrice avait été changé et l'isolement des diverses parties avait été amélioré. La réceptrice était établie à Grenoble, et la génératrice était actionnée par une chute d'eau dans une usine près de Vizille. La distance entre les deux était de 14 kilomètres; elles étaient réunies, non par des fils télégraphiques, mais par des fils de bronze siliceux de 2 millimètres de diamètre. La résistance de cette ligne était de 167 ohms, celle de la génératrice de 57 et celle de la réceptrice de 97. Les mesures mécaniques ont été prises avec le frein de Prony et par la méthode de substitution. Le tableau joint au rapport contient plusieurs séries d'expériences dans lesquelles on a fait varier la vitesse de rotation et la quantité de travail fournie à la génératrice. Je ne reproduirai ici que les 3 exemples suivants :

TABLEAU N° 17. — RÉSULTAT DES EXPÉRIENCES DE GRENOBLE.

Nombre de tours de la génératrice par minute. . .	730	954	1 140
Nombre de tours de la réceptrice.	446	686	875
Travail fourni à la génératrice (transmission déduite)	8 ^{ch} , 20	10 ^{ch} , 10	11 ^{ch} , 18
Travail reçu à la sortie de la réceptrice.	3, 55	5, 46	6, 97
Rendement, non compris la transmission.	0, 43	0, 54	0, 62

Si l'on veut établir une comparaison de ces rendements avec ceux des expériences précédentes, il faut admettre, comme on l'a fait ci-dessus, un coefficient de 0,85 pour tenir compte de la transmission, et les rendements relatifs au travail moteur brut deviennent alors 0,37 0,46 0,53.

Ces résultats constituent un nouveau progrès, et la question paraît être parvenue à ce point qu'on peut transporter à 14 kilomètres de distance un travail de près de 7 chevaux avec un rendement d'environ moitié du travail moteur brut.

L'expérience de Grenoble est d'autant plus intéressante que l'installation dont il s'agit doit servir à une application industrielle.

Paris, septembre 1883.

TABLE DES MATIÈRES.

	Pages.
Exposé. — Les expériences ont porté sur les machines à lumière, sur les accumulateurs d'électricité, sur la question du transport de la force. . . .	417
DÉTERMINATIONS MÉCANIQUES. — Indicateur de pression. — Dynamomètre von Alteneck.	418
DÉTERMINATIONS ÉLECTRIQUES. — Appareils employés. — Unités électriques — Système CGS. Définition du volt, de l'ohm, de l'ampère, du coulomb, de l'unité de travail.	418
DÉTERMINATIONS PHOTOMÉTRIQUES. — La carcel unité de lumière. — Définition de l'intensité moyenne sphérique. — Calcul de cette moyenne pour les différentes catégories de lumières électriques. — Tableau 1 donnant l'intensité de lumières à arc voltaïque dans un plan vertical et le calcul de la moyenne sphérique. — Tableau 2 relatif au calcul par une formule empirique de la moyenne sphérique de lumières à arc voltaïque à courant continu. — Tableau 3 donnant l'intensité des lumières à bougie et à incandescence dans différents azimuts et le calcul de la moyenne sphérique. — Calcul de la moyenne sphérique par une formule théorique.	421
EXPÉRIENCES FAITES A L'EXPOSITION SUR LES MACHINES A LUMIÈRE. — Elles ont été divisées en quatre catégories suivant le mode de production de la lumière.	430
MACHINES ET LAMPES A COURANTS ALTERNATIFS. — 1. Machine de Méritens avec un régulateur Serrin modèle des phares. — 2. Machine de Méritens alimentant 5 régulateurs Berjot. — 3. Machine dynamo-électrique Siemens et 12 lampes Siemens. — Tableau 4 donnant les résultats obtenus.	430
MACHINES ET LAMPES A COURANT CONTINU. — 1. Machine Gramme et lampe de phare réglée à la main. — 2. Machine Jurgensen et régulateur Serrin. — 3. Machine et régulateur Maxim. — 4. Machine et lampes Siemens. — 5. Machine Siemens et 2 lampes. — 6. Machine Burgin et 3 lampes Crompton. — 7. Machine Gramme et 3 lampes Gramme. — 8. Machine Gramme et 5 lampes. — 9. Machine Siemens et 5 lampes. — 10. Machine Weston et 10 lampes. — 11. Machine Brush et 16 lampes. — 12. Machine Brush et 40 lampes. — 13. Machine Brush employée à l'éclairage de l'Opéra. — Tableau 5 donnant les résultats obtenus. — Tableau 6, comparaison des rendements suivant le nombre des foyers lumineux.	432

BOUGIES ÉLECTRIQUES. — 1. Machine et 7 bougies Debrun. — 2. Machine Gramme et 20 bougies Jablochhoff. — 3. Machine de Méritens et 25 bougies Jablochhoff. — 4. Machine Jamin et 32, 48 et 60 bougies Jamin. — Tableau 7, résultats obtenus.. . . .	458
LAMPES A INCANDESCENCE. — Lampes Maxim, Edison, Lane-Fox, Swan. — Tableau 8 donnant les résultats obtenus.	459
COMPARAISON DES QUATRE MODES D'ÉCLAIRAGE ÉLECTRIQUE. — Tableau 9 donnant cette comparaison.	464
EXPÉRIENCES SPÉCIALES SUR LES LAMPES A INCANDESCENCE. — Sous-commission chargée de ces expériences. — Tableau 10 donnant les résultats obtenus. — Recherche d'une relation entre le travail et la lumière d'une lampe à incandescence.	465
ACCUMULATEURS FAURE. — Expérience avec 35 accumulateurs alimentant 11 lampes Maxim. — Tableau 11 donnant les résultats constatés pendant la période de charge. — Tableau 12 donnant les résultats de la période de décharge. — Conséquences.	469
TRANSPORT DE LA FORCE. — Expérience faite à l'Exposition dans des conditions imparfaites. — Tableau 13 donnant les résultats obtenus.	472
EXPÉRIENCES SUR LE SYSTÈME DE M. MARCEL DEPREZ POUR LE TRANSPORT DE LA FORCE. — Expérience de M. Tresca au chemin de fer du Nord. — Tableau 14, résultats obtenus le 11 février 1883. — Tableau 15, résultats obtenus le 18 février. — Discussion de ces résultats.	474
EXPÉRIENCE FAITE PAR UNE COMMISSION DE L'ACADÉMIE DES SCIENCES SUR LE MÊME SYSTÈME. — L'expérience a eu lieu le 4 mars. — Rapport de M. Cornu présenté le 9 avril. — Tableau 16 donnant les résultats obtenus. — Discussion de ces résultats et conséquences à en tirer.. . . .	477
EXPÉRIENCES FAITES A GRENOBLE SUR LE MÊME SYSTÈME. — Tableau 17 donnant les résultats obtenus. Ces résultats constituent un nouveau progrès.	481

N° 63

LE CONCOURS DE BUCAREST

EN SEPTEMBRE 1883.

Par M. ED. COLLIGNON, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

La question de l'établissement d'un pont sur le bas Danube préoccupe depuis plusieurs années le gouvernement Roumain. On sait que les derniers traités ont réuni la Dobrutcha, sur la rive droite du grand fleuve, à l'ancien territoire du royaume, tout entier sur la rive gauche, de sorte que, sur une portion de son cours, les deux rives appartiennent aujourd'hui à la Roumanie. La Dobrutcha est traversée, depuis vingt ans environ, par un chemin de fer, qu'une compagnie anglaise a construit parallèlement à l'antique mur de Trajan, et qui relie le port de Cerna-Voda, sur le Danube, au port maritime de Constance (Kustendjé). Sur l'autre rive, des lignes en construction réuniront bientôt le réseau roumain au pont en projet et compléteront la voie continue de Bucarest à la mer Noire. L'emplacement assigné au pont à construire a été fixé en conséquence près du village de Fetesti, sur la rive gauche, et près de la ville de Cerna-Voda, sur la rive droite.

Entre ces deux points la vallée du Danube présente une largeur de plus de 15 kilomètres. Le fleuve s'y trouve partagé en deux bras inégaux, séparés par une grande île : on rencontre d'abord, en venant de Bucarest, le petit bras du

Danube, nommé la *Borcea*, d'une largeur d'environ 14 kilomètres, l'île de la *Balsib* dans toute son étendue ; enfin le grand fleuve proprement dit, qui baigne les coteaux de droite, et dont la largeur atteint 800 mètres points.

La traversée d'une vallée aussi large, entièrement immergée pendant les crues du Danube, qui ont une hauteur, ouverte dans des couches de sables à une profondeur est pour ainsi dire indéfinie, présente de grandes difficultés d'exécution. Diverses circonstances particulières viennent encore ici compliquer le problème. Les débâcles du Danube sont d'une extrême violence malgré la proximité de l'embouchure ; la vallée est balayée par des ouragans et des tempêtes ; elle doit réserver la liberté complète de la navigation au grand fleuve européen, que parcourent à la fois dans les deux sens, des bâtiments de mâture très élevée, des caïques turcs.

La question était difficile et le gouvernement a mis au concours. Le programme qu'il a publié laisse la liberté aux concurrents quant au choix des systèmes pour les fondations, pour les piles et les arches, excluant toutefois les ponts suspendus. Ils ont à choisir entre un *pont bas*, élevé seulement de 12 mètres au-dessus des hautes eaux, et un *pont haut*, porteur de 30 mètres. Dans le premier cas, les pontons devaient réserver chacun une travée pour le libre passage aux mâts les plus élevés. Le programme fixe les limites de résistance qui seraient admises pour les divers matériaux. Les concurrents étaient tenus de faire eux-mêmes des sondages dans le lit du fleuve et de l'emplacement des ponts, et de faire constater leurs opérations par un ingénieur du Ministère des Travaux Publics, pour qu'il ne pût y avoir aucun

leurs recherches personnelles et sur la
ats obtenus.

o mille, 3o mille et 2o mille francs, étaient
ompenser les lauréats. Mais le gouverne-
ait pas d'une manière formelle à donner
ouvrage à la maison qui obtiendrait le pre-
éservait le droit d'introduire dans le pro-
quel qu'il fût, les dispositions qui seraient

ingées avantageuses dans les autres projets.

Quatre maisons françaises, une maison suisse, une mai-
on belge, et deux maisons allemandes, dont l'une associée
une maison de Vienne, ont pris part au concours. Le jury
examen a eu à prendre connaissance de huit projets, qu'il a
ous passés en revue, même ceux dont les auteurs s'étaient
is d'eux-mêmes hors de concours, en se dispensant de
aire les sondages prescrits par le programme.

La commission chargée de remplir les fonctions de jury
mprenait cinq membres, savoir :

Trois ingénieurs roumains, MM. Frounza, Olanesco et
orchano, Inspecteurs généraux des Travaux Publics de
oumanie ; le premier a été choisi comme président par
es collègues, le second est le directeur général des chemins
e fer roumains, qui sont à peu près tous aujourd'hui, et
eront bientôt tous devenus chemins de fer de l'État (*) ;

Un ingénieur allemand, M. le docteur Winkler, professeur
l'École polytechnique de Berlin ;

Enfin, nous avons eu l'honneur d'être appelé à faire par-
ie de la commission comme ingénieur français.

Un jeune ingénieur roumain, M. Saligny, a rempli les
onctions de secrétaire.

Les opérations de la commission ont commencé le 3 sep-

*) MM. Frounza et Yorchano sont l'un et l'autre d'anciens élèves externes de
l'École des Ponts et Chaussées (promotions de 1856 et de 1859). M. Olanesco
ancien élève de l'École centrale des arts et manufactures.

tembre (N. St.) à Bucarest; elles ont le 20 septembre à bord du yacht royal (Etienne le Grand), mis à notre disposition de Galatz pour remonter le Danube et visiter les ponts.

Les concurrents avaient presque tous émis des projets de ponts bas et un pont haut, en donnant la préférence à l'une ou à l'autre de ces dispositions. Les uns avaient adopté le système des poutres droites ou des dessins de treillis; d'autres proposaient des ponts traversés par une poutre droite à mi-hauteur totale. Les projets de poutres droites se réduisaient à des projets de poutres continues, et projets de travées indépendantes. Les arcs métalliques avaient aussi plusieurs variétés, celle entre autres des arcs appuyés à la clef et aux naissances, qui permettaient de déterminer avec exactitude la répartition des charges intérieures, question qui reste toujours un peu vague quand il s'agit d'arcs entièrement rigides, soumis à la loi de l'élasticité.

Pour se diriger dans le classement des projets différents, la commission, après avoir parcouru tous les dossiers, a arrêté quelques principes généraux. Afin de faciliter l'option entre les diverses solutions proposées, l'unanimité elle a adopté le pont haut à l'extrémité aval et le pont bas à l'extrémité amont. Les travées indépendantes de préférence aux ponts continus. Le pont haut assure à la fois, de la manière possible, la liberté de la navigation et du chemin de fer, tandis que les travées mobiles interrompent forcément l'une des deux voies et peuvent même les obstruer toutes deux en même temps. Le pont bas se dérange dans le courant d'une manière nuisible. Leurs le fond du Danube est sujet à tant de variations que suite des crues et des débâcles, qu'il faudra faire des travaux continus pour maintenir la prof

de la travée mobile, si c'était la seule ouverture réservée au passage des bateaux.

On peut justifier de même l'adoption des travées indépendantes et le rejet des travées continues. Il est sage de prévoir de légers tassements dans les fondations d'un ouvrage construit sur un terrain affouillable et peu résistant. Si de tels tassements se produisent, les travées discontinues subissent les mouvements des piles, sans variation sensible des efforts intérieurs développés dans les poutres principales. Au contraire, la continuité des travées entraîne, en cas de tassement des appuis, de grandes altérations des moments fléchissants, des déformations des poutres, et des excès de charge en certains points. Si l'on songe enfin que la vallée du Danube a été souvent, et peut redevenir le théâtre de guerres sanglantes, on reconnaît sans peine que les gouvernements riverains ont à se préoccuper des exigences militaires qui pourraient rendre nécessaire à un moment donné de couper la voie ferrée. Les travées indépendantes donnent alors plus de facilités que les travées continues pour restreindre au minimum le dommage qu'on aura plus tard à réparer.

La majorité de la commission s'est prononcée pour les poutres droites, la minorité pour les arcs, traversés à mi-hauteur par la poutre du pont proprement dit, qui serait portée sur piles métalliques au-dessus des retombées de chaque arc, et suspendue par des tiges rigides à la partie centrale voisine du sommet. Ce qui plaisait à la minorité dans cette disposition, c'étaient les grandes portées qu'elle permettrait d'atteindre et l'aspect monumental qu'elle assurerait à l'ouvrage. Mais cette solution par des arcs a paru à la majorité critiquable à deux points de vue : les arcs ont des poussées horizontales, qui peuvent devenir inquiétantes si l'on a du doute sur la fixité des appuis et la stabilité des fondations ; de plus les retombées des arcs, situées au-dessous du niveau inférieur de la poutre droite,

ne laissent pas libre sur la totalité des ouvertures la hauteur de 30 mètres, qu'on exige entre le dessous du pont et les hautes eaux. L'avantage des plus grandes portées qu'on peut atteindre avec des arcs est racheté par l'obligation de construire des piles-culées au lieu de simples piles, pour prévenir le renversement des appuis dans le cas où il faudrait couper le pont.

La commission a donné la préférence aux piles entièrement maçonnées, en excluant les piles en partie métalliques.

Dans une vallée exposée aux inondations, aux débâcles et aux grands vents, il faut que les ouvrages aient *de la masse*. Ce serait à tort, croyons-nous, qu'on chercherait à leur donner l'apparence de la légèreté. Les piles en métal, quelque empatement qu'on leur donne à la base, sont des systèmes déformables, et exposés à des vibrations toujours compromettantes : un pont élevé sur de pareils appuis est toujours plus ou moins *château branlant*. Un vœu exprimé par le roi de Roumanie, et aussitôt accueilli par la commission, l'a conduite à admettre un pont à deux voies, dont une seule serait actuellement garnie de rails, et l'autre servirait, pendant de longues années sans doute, au passage des piétons et des voitures. Le programme primitif comprenait une simple passerelle à côté ou au-dessus du chemin de fer. L'excès de largeur dû à la double voie donnera plus d'assiette à la poutre, plus de stabilité à la pile, et facilitera le contreventement.

Les ponts construits plus haut sur le Danube, en Hongrie et sur la frontière serbe, n'ont généralement pas de brise-glaces : on s'est contenté de donner aux avant-becs des piles la forme ogivale, qui facilite la déviation des filets liquides et le passage des corps flottants. La commission, ayant égard à la violence des débâcles dans le bas Danube, à l'intensité des vents qui déterminent les embâcles, et aux affouillements qui en sont la suite, a adopté pour le pont de

Cerna-Voda des brise-glaces en maçonnerie, avec arête inclinée à 45° , faisant corps avec les piles.

Dans l'exécution d'un tel ouvrage, les fondations sont la partie qui offre les plus grandes difficultés. La commission, en vue de les rendre plus stables, a modifié le tracé indiqué dans le programme, et, conformément à la proposition d'un des concurrents, a reporté le chemin de fer à quelque distance en aval. On rencontre sur le nouveau tracé un terrain plus résistant dans la profondeur. Au lieu d'être placé à Fetesti, comme on le supposait primitivement, le pont de la Borcea serait rapproché du village de Stelnica, en un point où la falaise de la rive gauche cotoie la rivière. Sur la rive droite le tracé, qui devait aboutir aux coteaux qui dominant en amont la vallée marécageuse de Cerna-Voda, ira buter contre les coteaux analogues qui limitent la même vallée vers l'aval. Suivant la direction ainsi modifiée, les sondages révèlent l'existence d'un sous-sol assez compact à une profondeur de 30 à 31 mètres au-dessous de l'étiage. La commission a formé le vœu que la base des fondations fût descendue jusqu'à ce niveau, sans méconnaître les difficultés que présentera une opération en dehors des limites ordinaires des fondations à air comprimé.

Aucun des projets présentés n'a paru à la commission susceptible d'être exécuté sans des modifications plus ou moins étendues; aucun, par conséquent, ne lui a semblé mériter le premier prix. Les deux prix suivants ont été décernés, savoir :

Le second, à la *Maison de construction des Batignolles* (ancienne maison Gouin) ;

Le troisième, à la maison viennoise *Gebrüder Klein, Schmoll und Gärtner*, associée pour le concours à la maison *Gute-Hoffnungshütte*, d'Oberhausen (Prusse Rhénane).

En outre de ces deux prix, le jury a proposé d'accorder une première mention honorable à la maison *Holzmann*,

Francfort, qui a fourni un projet fort bien étudié de ts en arcs avec articulations à la clef et aux naissances, eux secondes mentions honorables, l'une à la maison es-Lille, auteur d'un projet de poutre continue sur s métalliques, l'autre à la maison suisse *Rothslisberger Simons*, qui présentait un projet d'arcs métalliques ermant une foule de dispositions ingénieuses et de ils intéressants.

es principaux caractères du projet d'exécution esquissé la commission sont empruntés au projet de la maison Batignolles : piles en maçonnerie sur toute leur hau-, munies de brise-glaces ; ponts à poutres droites dis-inues, de forme semi-parabolique, ayant une portée de mètres, et dessinant un treillis du système de Howe, ou ôt du système Linville. Le projet de la maison Gouin ettait un pont bas, comprenant quatre travées pour le d bras du Danube et deux travées pour le passage de orcea : à quoi il fallait ajouter les ouvertures des tra-mobiles. Le pont du grand bras y est suivi, sur l'île a Balta, d'un viaduc qui complète le débouché du re : ce viaduc est formé d'une poutre droite, posée sur piles métalliques portant sur socles en maçonnerie dans e la partie exposée aux eaux d'inondation. D'autres rtures de décharge seront ménagées dans l'étendue de pour assurer le passage des crues, mais ces travaux ont étrangers à l'entreprise des ponts et de leurs abords. es grandes poutres du projet des Batignolles étaient cier. La commission a donné la préférence au fer. i résulte une légère augmentation de poids, sans tion sensible du prix total. Il a semblé à la commis- que l'acier n'avait pas été assez longtemps éprouvé, qu'on dût l'admettre dans un aussi grand ouvrage.

Le procédé de pose des poutres indiqué par la maison Batignolles est le flottage sur pontons, qu'elle a pra-é avec succès sur plusieurs grands fleuves, notamment

sur le Niémen. Ce procédé a l'avantage de n'exposer les poutres à aucune fatigue exceptionnelle pendant l'opération du levage. Le tracé auquel s'est arrêtée la commission est un de ceux que la maison Gouin avait proposés dans son projet. Quant à la profondeur des fondations, cette maison, d'accord avec la plupart des maisons concurrentes, ne regarde pas comme nécessaires les 30 mètres exigés par la commission : les ponts construits en amont sur le Danube justifieraient les appréciations des constructeurs. Quelque grands que soient les affouillements possibles dans le Danube, il y a des raisons de croire qu'ils ne pénètrent pas au-dessous d'un certain niveau, signalé par des sables colorés qui paraissent n'avoir jamais été déplacés par les eaux du fleuve. Il suffirait donc d'asseoir les fondations à ce niveau, sans se lancer dans des profondeurs inaccoutumées, qui rendent le travail extrêmement pénible, pour ne pas dire impraticable. Cette question des fondations ne pourra être tranchée d'une manière définitive que lorsque l'on aura commencé les travaux. On recueillera sans doute dès les premières fouilles des documents qui permettront de prendre pour chaque pile une décision spéciale complètement motivée.

On voit l'étendue et l'importance de l'ouvrage : pour ne parler que du grand pont du Danube, quatre travées indépendantes, d'au moins 165 mètres de portée, élevées à une hauteur de 30 mètres au-dessus du niveau des hautes eaux, et reposant sur des piles en maçonneries hautes d'environ 70 mètres entre la base des fondations et la plate-forme qui reçoit l'about des poutres, voilà à grands traits le résumé de l'ouvrage à construire. Il est inutile, à ce qu'il semble, de chercher à donner à ce pont un aspect monumental : ses dimensions suffisent pour lui assurer un caractère imposant.

L'estimation des deux ponts hauts dans les différents projets atteignait, pour la plupart, la somme de 24 à 25 mil-

lions de francs. Le projet de la commission excède de largeur et sa plus grande profondeur, doit nécessairement monter à un prix. L'exécution d'un tel ouvrage réclamera sans doute du temps. Elle suppose avant tout une parfaite harmonie politique : la Roumanie et les nations qui ont besoin de ce canal ne sont pas les seules qui en aient besoin.

Pour terminer ce compte rendu sommaire de nos travaux, auxquelles nous avons été appelé à prendre part, nous permettez de rappeler ici un souvenir qui remonte à notre séjour à Bucarest, et auquel nous attachons le plus grand prix.

On sait que, chaque année, un certain nombre de Roumains viennent à Paris suivre, et terminer, les cours de l'École des Ponts et Chaussées. Les anciens élèves roumains qui avaient suivi nos cours à leurs époques, ayant appris qu'un des professeurs de l'École était de passage à Bucarest, ont voulu nous faire un banquet. Ils étaient au nombre d'une vingtaine. Le banquet a eu lieu le 15 septembre, dans une salle du Boulevard, richement décorée, et ornée de fleurs roumaines et françaises. Sans entrer dans les détails de la fête, nous indiquerons les toasts de la fin du repas.

Le premier toast nous a été adressé par M. Teodoresco, de la promotion de 1868.

Le second, porté par M. Demetresco, de la promotion de 1869, s'adressait à l'École des Ponts et Chaussées de Paris, et nous chargeait de transmettre à nos collègues du corps enseignant la vive reconnaissance de nos anciens élèves de Roumanie.

Dans un troisième toast, M. Mironesco, de la promotion de 1875, s'est exprimé comme il suit :

« Lorsqu'on a bu à la santé de notre ancien professeur, et qu'on lui a souhaité la bienvenue, lorsqu'on

à tous la reconnaissance que nous portons
 à l'École des Ponts et Chaussées, on pour-
 rait croire qu'il n'y a plus rien à ajouter. Mais vous avez
 tous pensé, mes chers camarades, que cette fête de
 famille ne serait pas complète si nous n'y mêlions le nom
 de la France, de la France vers laquelle s'en vont toutes
 nos sympathies, celles du pays tout entier. »

M. Mironesco a rappelé alors à grands traits ce que la
 France a fait pour la Roumanie, par ses conseils, par son
 autorité dans le monde, par son prestige, par son sang;
 quelle part elle a prise dans le relèvement du peuple rou-
 main, devenu enfin un peuple libre; il a montré que, grâce
 à la France, « la Roumanie a pu vivre en cinquante ans plu-
 sieurs siècles. »

« Et pour la réorganisation de notre pays naissant, » a
 ajouté M. Mironesco, « qui ne sait Messieurs, que c'est
 en France que nos hommes d'État, nos jurisconsultes,
 nos militaires, nos hommes de science, ont puisé les
 principes sur lesquels repose aujourd'hui notre édifice
 national? Nous avons puisé à cet immense trésor que la
 France a accumulé pendant des siècles, et qui ont fait
 d'elle le premier pays du monde. Nous pouvons donc dire
 avec un légitime orgueil que nous sommes l'œuvre de la
 France, et que rien au monde ne pourra arracher de nos
 cœurs l'amour et la reconnaissance que nous avons pour
 ce beau pays.

« En portant ce toast, surtout dans ces temps de trouble
 où chaque pays semble chercher sa voie, nous avons
 voulu dire tout haut, Messieurs, que nous n'avons rien
 oublié du passé, et notre voie à nous est tout indiquée
 par ce cri de ralliement que le pays tout entier poussera
 au jour du danger : Vive la France! »

Des applaudissements unanimes ont couvert ces nobles
 paroles. Nous n'y ajouterons aucun commentaire. Elles

montrent le rôle que joue l'École des Ponts et Chaussées, grâce à son externat, pour maintenir le nom français dans des régions d'où nos malheurs semblaient devoir l'exclure, et pour défendre les idées françaises contre tant de redoutables rivalités. Le conseil de l'École, instruit de la manifestation spontanée des anciens élèves roumains, leur a voté des remerciements, et a émis le vœu de voir les *Annales des Ponts et Chaussées* conserver le souvenir de la fête de Bucarest. Nous sommes heureux que cette occasion nous soit offerte de témoigner de nouveau à nos hôtes du 15 septembre notre reconnaissance pour le chaleureux accueil que nous avons trouvé parmi eux, et de publier dans nos *Annales* les sentiments de généreuse sympathie qu'ils ont exprimés pour la France.

Paris, 5 novembre 1885.

N° 64

RÉSUMÉ D'ARTICLES PUBLIÉS

PAR LA SOCIÉTÉ DES INGÉNIEURS CIVILS DE LONDRES

SUR LA POUSSEE DES TERRES

Par M. FLAMANT, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

Les volumes LXXI et LXXII des *Proceedings* de la Société des Ingénieurs civils de Londres contiennent des articles intéressants concernant la question si importante de la poussée des terres. La lecture de ces articles m'a donné à penser qu'il pourrait y avoir intérêt, pour les ingénieurs, à en retrouver la plus grande partie tout au moins, dans les *Annales des Ponts et Chaussées*.

Le premier est un travail de M. George Howard Darwin, du Trinity-College de Cambridge, contenant les résultats d'expériences récemment faites sur la poussée horizontale d'une masse de sable, et leur comparaison aux formules théoriques. J'en donne le résumé complet.

Le second est une Note rédigée par M. Boussinesq, professeur à la Faculté des sciences de Lille, sur les conclusions du travail de M. Darwin et dans laquelle il établit la parfaite concordance des résultats trouvés par cet ingénieur, et convenablement interprétés, avec les formules qu'il a lui-même données précédemment, et notamment dans un article publié à la suite d'un Mémoire de M. Baker, dans le

volume LXV des *Proceedings*, et qui a été reproduit *in extenso* dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, juin 1882. Je crois devoir donner intégralement cette Note de M. Boussinesq à la suite du résumé des recherches de M. Darwin (*).

Enfin, le troisième est de M. Gaudard, professeur à l'Université de Lausanne; il contient aussi, sur le travail de M. Darwin, quelques remarques qui ne sont pas sans intérêt et que je donne également *in extenso*.

Je termine enfin par un résumé très succinct sur l'ensemble de ces recherches et observations.

Résumé d'un travail récent de M. Darwin sur la poussée horizontale d'une masse de sable.

(Vol. LXXI des *Proceedings*, 1^{re} partie.)

I. — RELATION DES EXPÉRIENCES.

La pression de la terre désagrégée contre les murs de revêtement a donné lieu à un grand nombre de recherches théoriques de Coulomb, Rankine, Lévy, Boussinesq et autres, mais il semble que l'on manque de données expérimentales pour en vérifier les résultats. La présente Note contient un résumé de quelques expériences faites dans ce but, dans l'été de 1877. Diverses circonstances ont empêché l'auteur, comme il en avait d'abord l'intention, de faire des expériences avec des appareils et des matériaux variés; et bien que ses recherches soient, par suite, incomplètes, elles sont cependant suffisantes pour établir quelques propositions concernant la poussée horizontale du sable. C'est la lecture de l'important travail de M. Baker sur le même sujet qui

(*) M. Boussinesq y a joint une *Addition* où il étudie les résultats d'expériences de M. Gobin, publiés récemment dans les *Annales* et relatifs aux mêmes problèmes.

a engagé M. Darwin à publier immédiatement ses résultats.

Il est certain que la théorie aura d'autant plus de chance de s'accorder avec les expériences que celles-ci seront faites avec une matière plus fine et plus homogène. Celle qui a servi à M. Darwin provenait des balayures d'une route en pierre en silex, soigneusement criblées et lavées. Elle était formée presque entièrement de petits grains de silex, lorsqu'elle était sèche, constituait un sable fin, poudreux sans aucun gros fragment.

D'après la théorie admise, les propriétés mécaniques d'une substance granuleuse sont complètement déterminées lorsque l'on connaît son poids spécifique et son talus naturel, c'est-à-dire la plus grande inclinaison sur l'horizontale suivant laquelle elle puisse tenir.

Le talus naturel du sable employé fut reconnu être de 35° , mais c'est une quantité que l'on ne peut pas déterminer à moins de 1° d'approximation. Quant au poids spécifique, lorsque le sable était versé aussi légèrement que possible, il était de 1,40, et lorsqu'au contraire le sable avait été secoué et tassé avec un bâton que l'on introduisait, il s'élevait à 1,55.

On voit déjà ici un défaut des théories mathématiques puisqu'elles ne tiennent pas compte de cette variabilité de poids spécifique ; et, tandis que les remblais correspondent ordinairement au cas du sable tassé, le talus naturel peut s'entendre que du sable non tassé, car le talus naturel d'un sable tassé est une phrase dénuée de sens (*).

M. Darwin pense en outre, avec feu le professeur Clew Maxwell, que « l'élément historique » doit avoir une grande

(*) Cette absence de signification du *talus naturel d'un sable tassé* s'explique lorsque, comme l'a fait M. Darwin, on détermine le talus naturel en versant légèrement le sable sur lui-même ; mais elle n'existe pas lorsque l'on mesure le talus naturel, soit après une rupture d'équilibre, soit, mieux encore, par le procédé indiqué plus loin par M. Boussinesq. On a alors, pour le talus naturel du sable tassé une définition aussi précise que possible (F).

influence sur la nature de l'équilibre limite du sable. Il entend par là que le sable, remblayé de diverses manières, doit exercer des poussées différentes quoique présentant la même apparence extérieure. Cette conjecture est confirmée par ses expériences.

Il s'est servi, pour les faire, d'une caisse dont l'une des parois formait une sorte de porte tournant autour de charnières horizontales placées à la partie inférieure. Cette boîte ABCD a les dimensions indiquées sur la figure 16, pl. 30; la largeur, mesurée à l'intérieur, perpendiculairement au plan de la figure est de 0^m,305. La paroi BC était mobile dans des coulisses pour faciliter le remplissage; elle était revêtue, sur la surface, d'une couche de sable qu'on y avait collée. Pour empêcher les charnières A d'être obstruées par le sable, on les avait recouvertes d'une petite bande de soie molle, collée sur la porte et sur le fond. Pour laisser à la porte une grande mobilité, elle ne pouvait être en contact absolu avec les côtés verticaux; elle laissait donc de petits intervalles dans lesquels le sable aurait pu s'introduire et s'opposer au mouvement. Cet inconvénient a été évité au moyen de la disposition représentée par la figure 15, qui est un plan horizontal. On voit que la paroi plane de la boîte porte une rainure verticale parallèle à l'angle de la porte; par suite, l'intervalle libre entre la porte et la paroi, très petit lorsque la porte était relevée, s'agrandissait dès qu'elle s'écartait de la position verticale. Un petit morceau triangulaire de soie molle était collé par un de ses côtés sur la paroi intérieure de la porte, et par l'autre, sur la paroi plane de la boîte. Lorsque la porte était verticale, comme dans la figure 15, la soie formait un tube conique, sorte de sac, placé dans la rainure de la paroi. Cette soie avait une largeur telle que le sommet de la porte pouvait s'avancer d'environ 5 centimètres. La position verticale de la porte était déterminée par deux arrêts placés en arrière et qui ne lui permettaient pas de la dépasser

des verroux servaient à la fixer dans cette position pendant le remplissage de la boîte. La soie fixée à la porte et aux parois de la boîte produisait une étanchéité à peu près complète, et il était rare que des grains de sable s'introduisissent dans les petits sacs de soie. La paroi intérieure de la porte était revêtue d'une couche de sable qui y était collée, de sorte que le frottement du sable contre cette paroi devait être égal à celui du sable sur lui-même. La porte était graduée en centimètres, ce qui permettait de lire immédiatement la profondeur du sable. Au milieu de son arête supérieure était fixée une corde de soie DE (*fig. 16*) qui, après avoir passé sur la poulie E, venait à un dynamomètre F, de Salter, gradué en mesures métriques. De l'autre extrémité de ce dynamomètre partait une autre corde qui passait sur la poulie G et s'enroulait sur le treuil K, formé d'un fort fil de cuivre et mû par une manivelle H.

Pour faire l'observation, après avoir placé la boîte horizontalement et verrouillé la porte dans sa position verticale, on versait le sable suivant la manière et jusqu'à la hauteur voulues, puis on attachait la corde au sommet de la porte, on élevait sa tension au delà de ce qui était nécessaire pour maintenir l'équilibre, enfin on enlevait les verroux et on diminuait graduellement la tension de la corde en déroulant le treuil et en observant attentivement l'index du dynamomètre. Lorsque la porte cédait, il y avait un mouvement brusque de l'index et l'on notait la position qu'il avait auparavant. En écoutant, on entendait, au moment où le sable se mettait en mouvement, un léger bruit correspondant à un mouvement de l'index à peine perceptible, qui précédait le mouvement principal.

Si la boîte a été remplie de sable d'un poids spécifique w sur une hauteur l , et si à l'instant où la porte cède, la tension est de T grammes, le bras de levier de cette tension étant de $0^m,355$, le moment du couple tendant à maintenir la porte en place était, à cet instant, de $35,5 T$ grammes-

centimètres. Soit alors L le couple nécessaire pour maintenir en place une tranche de la porte de 1 centimètre de largeur, dans la supposition que la boîte soit infiniment large, et b sa largeur réelle; alors évidemment,

$$Lb = 35,5 T.$$

On verra, d'après les expériences de la série VII, que les parois de la boîte exerçaient sur la masse de sable une influence supportante assez faible, de sorte que la valeur de b devait être prise égale à $0^m,29$, soit environ 1 centimètre de moins que la largeur réelle de la porte.

Soit φ l'angle du talus naturel du sable. Alors, d'après la formule de Rankine :

$$35,5 T = Lb = \frac{1}{6} w l^3 b \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

et, d'après la formule de Boussinesq, avec $\varphi_1 = \varphi$ parce que le frottement contre la porte est égal au frottement intérieur du sable :

$$35,5 T = Lb = \frac{1}{6} w l^3 b \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \frac{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos \left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4} \right)} \cos \varphi.$$

Les résultats des expériences ont été traduits graphiquement et sont représentés par les figures 17 à 26, dans lesquelles les abscisses représentent la profondeur du sable le long de la porte, et les ordonnées, la tension T de la corde exprimée en grammes, au moment où le glissement commence. A côté de chaque figure est un petit diagramme indiquant le mode de remplissage de la caisse, c'est-à-dire « l'élément historique ». Enfin, sur chaque figure on a tracé une parabole cubique $T = \mu l^3$ et la valeur du paramètre μ est inscrite sur la courbe.

Série I, figure 17. — La boîte était remplie par couches horizontales, sans tassement, mais il était difficile d'obtenir des couches parfaitement de niveau.

Il était difficile d'établir exactement l'époque du glissement. Lorsque la tension T descendait à 100 ou 200 grammes au-dessous de la valeur pour laquelle l'équilibre devait être rompu, il y avait un mouvement continu de la porte, et la tension diminuait graduellement. Lorsque le haut de la porte s'était avancé d'environ 1 millimètre et demi, ce mouvement devenait beaucoup plus marqué. Ce fait est représenté sur la figure, par un trait, plus ou moins long, pour chaque observation.

On voit que les observations s'accordent assez bien avec la parabole

$$T = 0,0544 l^3 \text{ grammes.}$$

D'où :

$$Lb = 55,5 T = 1,221 l^3 \text{ grammes-centimètres}$$

$$= 5,234 \times \frac{1}{6} w l^3, \text{ si } w = 1,46,$$

et, par conséquent, avec $b = 29$ centimètres,

$$L = 0,180 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

Série II, figure 18. — Après que la porte avait ainsi cédé à ce premier mouvement, on la verrouillait dans la position où elle était parvenue, c'est-à-dire dans une position très voisine de la verticale; on tassait le sable avec un bâton et on frappait les côtés de la boîte à coups de marteau, puis on faisait une nouvelle observation dont les résultats sont rapportés dans la figure 18.

La parabole cubique qui les représente le mieux paraît être

$$T = 0,0285 l^3.$$

D'où, comme ci-dessus, avec $w = 1,55$,

$$L = 0,132 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

Cette série d'expériences ne peut pas être regardée comme

satisfaisante, mais elle est la seule dans laquelle le sable ait été tassé ; on la donne pour ce qu'elle vaut.

Série III, figure 19. — Dans les expériences de cette série, on remplissait la boîte en versant le sable près de la porte, de manière à placer chaque couche successive suivant le talus naturel, faisant un angle obtus avec la partie supérieure de la porte. On remplissait ainsi, jusqu'à la hauteur voulue, de manière à avoir une surface supérieure à peu près de niveau, qu'on réglait en la râclant avec une règle.

La rupture de l'équilibre se faisait, dans ce cas, suivant un mode différent de celui des deux premières séries ; il n'y avait, avant la rupture complète de l'équilibre, aucun mouvement perceptible. Après le premier glissement du sable, on relâchait la tension de la corde jusqu'à en produire un second. C'est pourquoi dans la figure 19 les observations sont représentées par deux petits cercles réunis par des lignes ponctuées. Le centre du cercle supérieur correspond au premier glissement, celui du cercle inférieur, au second.

On voit que la parabole $T = 0,0315 l^3$ correspond assez bien aux observations. Cela donne, avec $w = 1,40$,

$$L = 0,165 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

Série IV, figures 20, 22 et 23. — Le sable était encore versé dans la boîte de manière que chaque couche successive fût inclinée suivant le talus naturel, mais en sens inverse de la série précédente, c'est-à-dire que le talus faisait un angle aigu avec la partie non recouverte de la porte. Les glissements successifs sont encore indiqués par des cercles réunis par des lignes ponctuées. En général, le premier glissement était fort petit et ne se signalait que par un petit bruissement que l'on observait. Il y avait souvent plusieurs glissements successifs. Les résultats de

ces expériences sont rapportés dans la figure 20, et l'on voit que la parabole $T = 0,036 l^3$ les représente assez bien, quoiqu'elle s'éloigne beaucoup de quelques-uns. Elle correspond à

$$L = 0,189 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

Une autre série d'expériences, dans les mêmes conditions, fut entreprise en vue de déterminer plus spécialement les premiers glissements. Les résultats en sont rapportés dans la figure 22, ainsi que la parabole $T = 0,036 l^3$ qui les suit d'assez près.

La figure 23 réunit les premiers glissements de ces deux séries d'expériences : les points marqués B correspondent à un grand glissement, ceux b à un glissement modéré, et le signe ? marque un glissement excessivement petit, et même douteux. La parabole $T = 0,036 l^3$ représente assez bien les faits observés ; elle correspond, comme on vient de le dire, lorsque $w = 1,40$ et $b = 0,29$, à

$$= 0,189 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

Série V, figure 24. — Dans cette série d'expériences, la surface du sable n'était pas de niveau, mais inclinée suivant le talus naturel en faisant un angle obtus avec la partie non recouverte de la porte ; chaque couche étant elle-même disposée suivant cette inclinaison. La profondeur l est mesurée contre la porte.

La parabole la plus voisine est $T = 0,028 l^3$ donnant

$$L = 0,147 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

Série VI, figure 25. — La surface supérieure était encore réglée suivant le talus naturel, mais en sens inverse, c'est-à-dire en descendant vers la porte. A cause des dimensions de la boîte, il n'a pas été possible de donner à l , une valeur supérieure à 0,23.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

la parabole la plus rapprochée des observations semble
 $T = 0,0555 l^3$ donnant

$$L = 0,291 \times \frac{1}{6} w l^3,$$

c'est-à-dire un couple sensiblement double de ce qu'il était
 dans la série précédente.

Série VII, figure 26. — Les expériences de cette série
 ont été entreprises dans le but de déterminer l'influence
 des côtés de la boîte sur l'équilibre du sable, et par suite
 d'évaluer la largeur *effective* de la boîte.

Pour cela, on plaça au milieu de cette boîte et perpendi-
 culairement à la porte, une cloison verticale, la divisant
 en deux parties égales; cette cloison venait toucher exacte-
 ment la porte lorsque celle-ci était verticale. Les observa-
 tions furent faites avec une même profondeur de sable,
 31, mais en le disposant successivement comme dans
 les séries III, IV et V ci-dessus. Les résultats sont :
 dans le cas de la série III.

$$= 0,0296 l^3, \text{ donnant, avec } b = 0,275, \quad L = 0,164 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

$$\text{La série III avait donné, avec } b = 0,29, \quad L = 0,165 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

dans le cas de la série IV :

$$= 0,0328 l^3, \text{ donnant, avec } b = 0,275, \quad L = 0,182 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

$$\text{La série IV avait donné, avec } b = 0,29, \quad L = 0,189 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

dans le cas de la série V :

$$= 0,0261 l^3, \text{ donnant, avec } b = 0,275, \quad L = 0,141 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

$$\text{La série V avait donné, avec } b = 0,29 \quad L = 0,147 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

Ainsi les 29 expériences faites avec la cloison donnent
 sensiblement les mêmes résultats que celles qui avaient été

faites en l'absence de cette cloison, à la condition que l'on prenne pour b la valeur $0^m,275$ au lieu de $0^m,29$.

L'épaisseur de la cloison était de $0^m,013$, de sorte que la largeur réelle de la boîte, au lieu de $0^m,30$ n'était plus que de $0^m,287$; mais alors, la masse de sable était retenue par le frottement de quatre surfaces verticales au lieu de deux. Comme en diminuant la valeur de b d'une quantité à peine supérieure à l'épaisseur de la cloison, on rend les deux séries d'expériences très concordantes, on peut conclure que cet effet des surfaces verticales était très faible; aussi s'est-on borné, dans les expériences précédentes, à réduire d'un centimètre seulement la largeur réelle de la boîte, et à prendre $b = 0,29$ au lieu de $0,30$.

II. — DISCUSSION DES EXPÉRIENCES.

Dans les expériences des séries I à IV, la surface supérieure du sable étant horizontale, le moment de la poussée, par unité de largeur de la porte serait exprimé, d'après Rankine, par

$$L = \frac{1}{6} w l^3 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{1}{4} \pi - \frac{1}{2} \varphi \right),$$

et d'après Boussinesq, par

$$L = \frac{1}{6} w l^3 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{1}{4} \pi - \frac{1}{2} \varphi \right) \frac{\cos \left(\frac{1}{4} \pi - \frac{1}{2} \varphi \right)}{\cos \left(\frac{3}{2} \varphi - \frac{1}{4} \pi \right)} \cos \varphi.$$

Le talus naturel a été trouvé être de 35° . Pour montrer quelle peut être l'influence d'une erreur d'un degré sur la détermination de cet angle, on peut vérifier que lorsque $\varphi = 34^\circ, 35^\circ, 36^\circ$, on a respectivement

$$\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,285; \quad .$$

$$\text{et } \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \frac{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos \left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4} \right)} \cos \varphi = 0,208; \quad .$$

Ainsi la première théorie donnerait envi
coefficient qui multiplie $\frac{1}{6} w l^3$, le nombre 0,
conde, 0,20; tandis que d'après les expériences
cient a été trouvé de 0,180; 0,132; 0,165;
les quatre premières séries respectivement.]
de Rankine s'en écarte énormément, et sa théorie
considérée comme inexacte. Le coefficient d
ne diffère pas beaucoup des valeurs expériment
trois des quatre séries, cependant, la différence
dans la série IV, est plus grande que celle qu
nir des erreurs d'observation ou de celles qui
faites sur l'estimation de la largeur effective c

En ce qui concerne les expériences des séries
la note de M. Boussinesq pour le cas d'un talus
(série VI) supporté par un mur vertical de
valeur du moment de renversement, la formule

$$L = \frac{1}{6} w l^3 \cos^2 \varphi.$$

M. Boussinesq n'a pas donné de formule
cas d'un talus descendant, qui fait l'objet de
de la série V. La théorie de Rankine, appliquée
donne, comme celle de Boussinesq, $L = \frac{1}{6} w l^3$
elle présente cette singularité qu'elle donne
valeur pour le cas d'un talus descendant qu
d'un talus ascendant.

Avec $\varphi = 35^\circ$, on a $\cos^2 \varphi = 0,671$. Au lieu
fre, les expériences de la série V ont donné 0

de la série VI, 0,291. Dans ce cas, la théorie est donc absolument en défaut.

M. Darwin indique alors une ébauche de théorie qui donne des formules concordant avec les résultats de l'expérience. Il ne considère que le cas du mur vertical, le seul pour lequel on ait des données expérimentales. Il suppose d'abord que le centre de pression du sable sur une surface verticale obéit à la loi hydrostatique, c'est-à-dire se trouve aux deux tiers de la profondeur au-dessous de la surface. Cela est confirmé expérimentalement par ce fait que le moment de renversement varie comme le cube de la profondeur (*). M. Darwin considère ensuite en arrière du mur, un coin de sable qu'il suppose supporté entièrement par les pressions et frottements qui agissent sur ses faces. Par exemple, dans la figure 21, soit BC le mur, AB le talus supérieur du sable, ω l'inclinaison de ce talus et $BC = l$ la profondeur. Soit ABC le coin de sable supporté par le mur et ψ l'angle C, φ l'angle du frottement du sable sur lui-même, φ_1 celui du sable sur le mur, et w la densité du sable. Alors, si W est le poids du coin, on aura

$$W = \frac{1}{2} w \cdot \overline{AB} \cdot \overline{AC} \cdot \sin A = \frac{1}{2} w l^2 \cdot \frac{\sin \psi \cos \omega}{\cos(\omega + \psi)}.$$

Les conditions d'équilibre de translation dans le sens horizontal et dans le sens vertical donneront, en désignant par X et par R respectivement les réactions exercées sur le coin de sable par le mur et par la partie inférieure du massif, les relations

$$X = R (\cos \psi - \tan \varphi \sin \psi) = R \frac{\cos(\psi + \varphi)}{\cos \varphi},$$

$$\begin{aligned} W = \frac{1}{2} w l^2 \frac{\sin \psi \cos \omega}{\cos(\omega + \psi)} &= X \tan \varphi_1 + R (\sin \psi + \tan \varphi \cos \psi) \\ &= X \tan \varphi_1 + R \frac{\sin(\psi + \varphi)}{\cos \varphi}. \end{aligned}$$

(*) En effet, si le moment est proportionnel au cube de la profondeur, cela prouve que les actions individuelles sur chaque élément de la surface verticale

C'est la formule de Boussinesq pour ce cas. On a déjà vu qu'elle présente une bonne approximation de quelques résultats d'expériences. Si, en second lieu, la surface supérieure est inclinée suivant le talus naturel, comme dans la série VI, $\omega = \varphi$ et, en admettant que l'on ait encore

$$\psi = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \quad (*),$$

$$L = \frac{1}{6} w l^3 \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4} \right)}.$$

Enfin, si la surface a la même inclinaison, mais en sens inverse comme dans la série V, on a $\omega = -\varphi$ et, si ψ a la même valeur que tout à l'heure,

$$L = \frac{1}{6} w l^3 \left[\frac{\sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cos \varphi}{\cos \left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4} \right)} \right]^2.$$

Avec $\varphi = 35^\circ$, on trouve que

$$\left[\frac{\sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cos \varphi}{\cos \left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4} \right)} \right]^2 = 0,1455$$

et

$$\sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4} \right)} = 0,3125.$$

La série V a donné pour le premier coefficient la valeur 0,147 et la série VI, pour le second, la valeur 0,291. Cette formule semi-empirique s'accorde donc mieux que l'on ne pouvait l'espérer avec les résultats de l'expérience.

M. Darwin cherche à déterminer les causes de la discordance de la théorie et des diverses expériences entre elles.

Tous les auteurs ont supposé que l'action tangentielle

(*) Ce qui est alors beaucoup plus douteux (F).

sur un élément idéal dans une masse de terre est de la même nature que le frottement sta deux solides, et que l'équilibre est sur le point d lorsque cette action tangentielle atteint une certa de l'action normale, fraction désignée par $\tan \varphi$ est l'angle de la plus grande inclinaison pos hypothèse n'est pas exacte, même lorsqu'il s'agit formé de grains incompressibles et absolument de cohésion.

Si ce sable est jeté légèrement sur lui-même de forme irrégulière s'appuieront par leurs ang peront ainsi plus d'espace qu'ils ne devraient. ce sable, beaucoup de grains se déplaceront e sur eux-mêmes, tomberont dans les interstices e diminuera considérablement, environ de 10 p tassement est parfait. Il se produirait même une analogue du volume, naturellement beaucoup p si tous les grains étaient supposés sphériques. Si on compare les actions tangentielles, compatibles libre, avant et après le tassement, on reconnaî sont très différentes, car un grain de sable q emboîté entre ses voisins exigera, pour se déj de force que lorsqu'il reposait simplement sur Le coefficient de frottement intérieur du sabl une fonction de la pression, mais non pas seule pression actuelle, mais aussi de la pression ou tion à laquelle le sable aura été soumis préc C'est « l'élément historique » qui détermine la l'équilibre limite.

Partant de là, M. Darwin explique par des tions ingénieuses, mais fort contestables, les qu'il a trouvées entre les résultats des expé séries I, II, III, IV, et il arrive à cette conc même avec la matière qui a servi à ces exp qui est aussi semblable que possible à la terre

idéale des mathématiciens, les lois théoriques de l'équilibre ne se vérifient pas, ce qui tient sans doute à ce que le coefficient du frottement intérieur maximum est très différent dans les diverses parties d'une même masse de sable et n'est pas du tout une constante. Souvent aussi, la rupture de l'équilibre n'est pas un fait absolument défini et elle se produit graduellement sans qu'on puisse exactement déterminer l'instant où elle commence. L'auteur en appelle aux ingénieurs pour établir qu'en général, avant qu'un mur de soutènement ne se renverse, on observe d'abord quelques mouvements manifestés par des lézardes ou des fentes qui se produisent dans le massif de terre; et aussi que, bien souvent un mur, après avoir subi un premier mouvement sur certains points, s'arrête et reste en équilibre indéfiniment après. Ce premier mouvement du mur a permis à la terre du remblai de prendre un arrangement formant un équilibre plus stable, ce qui correspond à une diminution de la pression sur le mur.

Si tout cela est vrai lorsqu'il s'agit d'une matière presque parfaitement idéale, comme le sable sec, cela l'est encore bien plus lorsqu'il s'agit de matériaux comme les ingénieurs en rencontrent, qui peuvent avoir une viscosité analogue à celle de la poix et exercer une pression presque équivalente à celle d'un liquide.

Dans les terrains de consistance variable, la pression doit elle-même subir de grandes variations.

L'auteur termine en exprimant l'espoir que d'autres expérimentateurs reprendront ce sujet et seront amenés à faire des expériences avec d'autres matériaux et par d'autres méthodes, mais en tenant compte, comme il croit l'avoir fait le premier, de « l'élément historique ». Et, jusqu'à ce que le contraire lui ait été démontré, il pense qu'au point de vue pratique, les ingénieurs n'ont rien de mieux à faire qu'à laisser de côté les théories et les formules compliquées, à employer une règle semi-empi-

rique, telle que celle de Coulomb, et à adopter un large coefficient de sécurité.

NOTE

sur la poussée horizontale d'une masse de sable, à propos
des expériences de M. Darwin ;

par M. J. BOUSSINESQ, Professeur à la Faculté des Sciences de Lille.

(in extenso)

(Vol. LXXII des *Proceedings*, II^e partie.)

Les expériences si soignées de M. Georges Howard Darwin (*) fournissent un précieux contrôle de la théorie sur la poussée des terres. Un examen attentif des résultats obtenus ont donné me paraît confirmer, dans une mesure plus grande que ne l'a pensé leur savant auteur, les règles que j'avais obtenues sur la question au § ix de mon Mémoire de 1876 [*Essai théorique sur l'équilibre des massifs pulvérulents, etc.* (**)] et qui, pour le cas particulièrement important d'un terre-plein horizontal comparé à un mur vertical, ont été reproduites avec développements, d'abord, dans une Note publiée en 1881 aux *Proceedings* de la Société des Ingénieurs civils de Londres, suite d'un Mémoire de M. Baker (vol. LXV, p. 212), et, dans une traduction française, un peu augmentée, dans cette Note, qui a paru en juin 1882 aux *Annales des Ponts et Chaussées* (p. 625).

— Il faut seulement, pour appliquer comme il con-

Publiées dans les *Proceedings* de la Société des Ingénieurs civils de Londres, 1881; vol. LXXI, part. I.

A Paris, chez M. Gauthier-Villars.

vient ces formules, remarquer que l'angle de frottement, tel qu'on le détermine en observant la pente la plus forte sous laquelle le sable expérimenté se soutienne quand on le verse avec précaution sans le tasser, n'est que celui des couches les plus superficielles de la masse. Et encore faut-il n'y verser le sable que d'une hauteur infiniment petite, pour ainsi dire : car, dès que la pente de la surface approche de sa valeur limite, la plus faible vitesse de chute, acquise par les couches nouvelles qu'on y répand, suffit pour les faire rouler jusqu'au bas du talus et pour empêcher ainsi l'inclinaison maxima d'être atteinte. Le coefficient de frottement des couches superficielles s'obtiendrait bien mieux, ce me semble, en remplissant de sable un large vase à fond rugueux et en arasant sa surface horizontalement, puis en inclinant peu à peu le vase jusqu'à ce que des éboulements se produisissent à cette surface. L'angle fait alors par celle-ci avec l'horizon serait l'angle de frottement cherché, et il dépasserait peut-être sensiblement, de 1° ou 2° , celui du talus formé en versant, même avec précaution, du sable contre un mur destiné à le soutenir. Il serait d'ailleurs déterminé, de la sorte, dans des conditions aussi analogues que possible à celles des équilibres limites pour lesquels on veut le faire servir, et qui constituent également des passages de l'état de repos à l'état de mouvement; tandis que, au contraire, le cas d'un sable versé sur une pente et s'y arrêtant constitue un passage inverse d'un état de mouvement à un état de repos. Or on sait qu'il est toujours désirable de déterminer les constantes physiques au moyen d'expériences de même nature que celles où l'on doit les employer (*).

(*) Ne serait-il pas possible, par exemple, que, entre deux couches sablonneuses, comme entre certains solides glissant l'un sur l'autre, le frottement, à pression normale égale, fût, *au départ*, un peu plus grand que pendant le mouvement? Or cela suffirait pour rendre l'angle de frottement, dans une masse passant de l'état d'équilibre stable à l'état ébouleux, supérieur de quelques degrés à celui qui concernerait le passage inverse.

Mais si déjà le coefficient de frottement superficielles doit surpasser quelque peu les plus inclinés qu'elles forment en tombant, les couches intérieures présentera, sur la même pente, un excédent bien plus sensible. En effet, ces couches peuvent manquer de subir, rien que sous le poids de celles qui les recouvrent, un tassement quoique beaucoup moins complet que celui qui se produit en secouant le sable et en le comprimant avec un bâton; et ce tassement partiel a un double effet, d'une part, de rendre la densité de la couche c'est-à-dire celle que fait connaître une pesée, et qui était de 1,40 pour le sable employé par M. Darwin, légèrement supérieure à la densité des couches superficielles, d'autre part, de faire passer l'ensemble à un angle de frottement un peu plus grand que celui de ces couches et, à plus forte raison, à un angle plus grand que celui des talus les plus inclinés offerts naturellement aux massifs en voie de formation.

Celui-ci étant de 35° pour le sable qu'employait M. Darwin, on voit que l'angle de frottement se trouvait compris entre 35° et la valeur qui correspondrait à la plus forte densité qu'il atteignait dans les observations II, où tout le sable était tassé autant qu'il le pouvait, point que sa densité s'élevait à 1,55. Peut-être aurait-il pu, en inclinant alors la caisse jusqu'à ce que l'éboulement se fût produit, mesurer directement la valeur maxima de φ , nécessaire à connaître pour une évaluation directe, on ne peut la déterminer que par comparaison de la formule théorique du frottement avec sa valeur expérimentale dans les observations. Une fois la limite supérieure de l'angle de frottement ainsi trouvée, il sera naturel d'adopter, pour la valeur vraie ou aussi exacte que possible de φ , pour le sable imparfaitement tassé par l'effet seul

que de cette limite supérieure et de la
ue 35°. Or, si l'on opère de la sorte,
s sont remarquablement concordants
ation.

cupons-nous des séries d'expériences
ée, sur une paroi verticale mobile,
; hauteur h d'un sable ayant sa sur-
ntale. D'après les résultats de l'inté-
s équations aux dérivées partielles
de l'équilibre limite, que j'ai pu effectuer, le moment
de la poussée par rapport à la base de la paroi y égale
 $\frac{1}{6} \Pi h^3 K \cos \varphi$: Π est le poids spécifique du sable et
 $K \cos \varphi$ un certain coefficient, dont on obtient une valeur
par défaut en prenant

$$(1) \quad K \cos \varphi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \frac{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cos \varphi}{\cos \left(\frac{5\varphi}{2} - \frac{\pi}{4} \right)},$$

et une autre valeur, approchée par excès, en se servant
de la même formule, dans laquelle seulement φ désigne
alors, non plus l'angle de frottement, mais l'angle un peu
moindre fourni par l'équation

$$(2) \quad \sin \varphi = \frac{\sin \varphi' + \sqrt{8 + \sin^2 \varphi'}}{4} \sin \varphi',$$

où φ' est lui-même l'angle de frottement donné. On pourra
donc regarder comme étant l'expression théorique de
 $K \cos \varphi$ la moyenne de ces deux évaluations.

Déterminons en premier lieu par ces formules, comme
j'ai dit, la valeur de φ pour le sable complètement tassé,
n nous servant du résultat qui résume la série II d'obser-
ations et qui revient à poser, dans l'expression théorique
u moment, $K \cos \varphi = 0,132$. Après quelques tâton-

nements, on trouve que cette valeur de φ est $\varphi = 46^\circ$; car l'expression (1) de $K \cos \varphi$ vaut alors 0,1151, et celle qui se déduit de (2) et (1) en posant $\varphi' = 46^\circ$ (d'où $\varphi = 40^\circ 52'$) est 0,1497. La moyenne arithmétique de ces deux résultats, ou ce qu'on peut regarder comme la valeur théorique de $K \cos \varphi$, égale 0,1324, nombre à peu près identique à celui de l'observation. Si l'on avait pris $\varphi = 45^\circ$, la formule (1) aurait donné $K \cos \varphi = 0,1213$, et les relations (2) et (1), où l'on aurait eu $\varphi' = 45^\circ$ (d'où $\varphi = 39^\circ 49'$), auraient donné pour l'autre limite 0,1577; la moyenne, 0,14, aurait été un peu trop forte.

L'angle de frottement du sable complètement tassé étant environ 46° , la valeur de φ qu'il conviendra d'adopter, pour les séries d'observations autres que la série II, sera, comme on vient de dire, la moyenne entre 35° et 46° .

c'est-à-dire $40^\circ \frac{1}{2}$. L'excédent de ce nombre sur 35° ne paraît nullement excessif, si l'on observe que, d'après la remarque faite plus haut, l'angle véritable de frottement des couches superficielles n'était probablement pas 35° , mais plutôt 36° ou 37° (*). Il est possible cependant que la présence ou le faible éloignement des trois côtés verticaux fixes et du fond de la caisse d'expériences (dont M. Darwin n'a essayé de mettre l'influence en ligne de compte que pour ce qui concerne les deux parois de droite et de gauche), en gênant quelque peu les déformations du sable, ait

(*) On observera que le rapport (0,88) des angles de frottement, $40^\circ \frac{1}{2}$ et 46° , ainsi admis, d'une part, pour le sable imparfaitement tassé par le fait seul de son poids et, d'autre part, pour celui qui l'était complètement au moyen de fortes compressions préalables, a presque la même valeur que le rapport (0,905) des deux densités correspondantes 1,40 et 1,55. Et celui des sinus de $40^\circ \frac{1}{2}$ et de 46° s'en rapproche encore plus (car il égale 0,902). L'angle de frottement d'un même sable plus ou moins tassé aurait-il son sinus proportionnel à la densité? Ce serait assez vraisemblable.

LA POUSSÉE DES TERRES.

produit, jusqu'à un certain point, sur la poussée éprouvée par la paroi mobile, le même effet qu'une légère augmentation de l'angle de frottement de toute la masse : le massif, ainsi limité par des plans fixes que ne supposent les formules théoriques, se serait comporté à peu près, la paroi mobile, comme un massif indéfini du côté de plans, mais ayant un angle de frottement légèrement plus fort. La valeur $\varphi = 40^\circ \frac{1}{2}$, que nous venons d'obtenir, en partie, par la comparaison des formules aux résultats effectifs de la série II, peut donc dépasser l'angle moyen de frottement des couches intérieures d'une petite quantité qu'il est bon d'y conserver dans nos vérifications, pour tenir quelque compte de la portion d'influence des parois fixes négligée par M. Darwin. Cette petite quantité entraînera aussi, pour la même raison, dans une certaine mesure, l'effet d'une autre cause *apparente* (que M. Darwin a jugé complètement négligeable) d'augmentation de l'angle φ , plutôt de diminution du moment de la poussée, supposé évalué sans correction au moyen des indications du dynamomètre : je veux parler du frottement de la poulie renvoi interposée entre cet instrument et la paroi mobile, frottement qui, pour une très faible part, aidait la tension du ressort dynamométrique à équilibrer la poussée du massif pulvérulent (*).

(*) Je suis porté, toutefois, à penser que la petite quantité, ou augmentation fictive de φ , dont il est question, ne dépasse pas une fraction de degré au-dessus de la valeur $\varphi = 40^\circ \frac{1}{2}$. Car une observation de M. Gobin, relatée dans un mémoire que j'analyse plus loin (p. 310) et qui a paru en août dernier aux *Annales* (voir p. 185), prouve qu'il n'y a rien d'anormal dans une différence de

entre l'angle de frottement φ des couches intérieures d'un massif et celui qui mesure la pente la plus forte prise naturellement par ses couches superficielles : moins lorsqu'il s'agit d'une terre sablonneuse du genre de celle (balayure de mine) qui a servi aux expériences de M. Darwin et qui me paraît avoir été assimilée à celle dont parle M. Gobin. Celle-ci, quand on faisait ébouler

Si l'on effectue le calcul de la formule (1) dans ces conditions, c'est-à-dire en posant $\varphi = 40^\circ \frac{1}{2}$, on trouve

$\cos \varphi = 0,1525$; et si l'on fait celui des formules (2)

et (1) dans l'hypothèse $\varphi' = 40^\circ \frac{1}{2}$ (d'où $\varphi = 35^\circ 13'$),

on trouve $K \cos \varphi = 0,1966$. La moyenne arithmétique de ces deux valeurs est $K \cos \varphi = 0,175$. On voit qu'il n'y a aucune ombre s'écarter bien peu des résultats d'expérience pour les séries I, III, IV, qui ont été respectivement $0,165$, $0,189$; et il est presque identique à leur moyenne $0,178$. On voit aussi que les deux limites supérieure et inférieure déterminées au moyen des relations (1) et (2) semblent être à peu près également distantes de la valeur moyenne.

Je remarquerai que les différences existant entre les trois résultats $0,180$; $0,165$; $0,189$ s'expliquent très facilement. Dans la série III, où les couches de sable continuées par la paroi avaient été déposées les premières et avaient à supporter les autres, leur tassement devait être plus complet que dans la série IV, où elles avaient, au contraire, déposées les dernières : aussi l'angle de frottement est-il plus fort et, par suite, le coefficient $K \cos \varphi$ est-il plus petit, dans la série III que dans la série IV. Quant à la série I, où le sable avait été déposé par couches continues, elle tient naturellement le milieu.

III. — Passons maintenant à l'étude de la série V

On a enlevé en enlevant un des côtés de la caisse où elle était contenue, la pente de $\frac{18}{20} = \tan 41^\circ 59'$, alors que la pente naturelle de sa surface était $\frac{17}{23} = \tan 36^\circ 28'$, ou un peu plus que celle (comprise entre $\tan 36^\circ$ et $\tan 36^\circ 30'$) des talus observés par M. Darwin. Or la différence entre $41^\circ 59'$ et $36^\circ 28'$, c'est-à-dire, très sensiblement, $5^\circ \frac{1}{2}$, comme le calcul nous le conduit à admettre pour la terre sablonneuse étudiée par M. Darwin.

surface supérieure, au lieu d'être horizontale, s'élevait sur l'horizon (en s'éloignant de la paroi) d'un angle ω égal à 35° . Les formules ci-dessus, empruntées à ma Note insérée dans la discussion relative au travail de M. Baker, ne sont donc plus applicables, et il faut recourir à celles, plus générales, du § IX (p. 126) de mon Mémoire cité plus haut (*Essai théorique, etc.*), qui donnent, comme l'a remarqué M. G. Darwin,

$$(3) \quad K \cos \varphi = \operatorname{tang} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \frac{\cos \psi \cos (\varphi + \delta) \cos \omega \cos \varphi}{\cos (\varphi - \delta) \cos (\omega + \psi)},$$

où les angles auxiliaires ψ et δ se calculent par les équations (p. 109, 118 et 119)

$$(3 \text{ bis}) \quad \sin (\omega + 2\psi) = \frac{\sin \omega}{\sin \varphi}, \quad \delta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \psi.$$

Toutefois ces formules, pareillement à la précédente (1), ne fournissent qu'une limite inférieure de $K \cos \varphi$. Mais une limite supérieure, qui doit encore dépasser la valeur vraie d'à peu près autant que la limite inférieure est en dessous, s'obtiendra en y mettant pour φ l'angle, un peu moindre que celui de frottement, qui satisfait à l'équation

$$(4) \quad \frac{\sin \varphi}{\cos \delta} = \sin \varphi',$$

où φ' désigne justement l'angle donné du frottement intérieur, c'est-à-dire, ici, $40^\circ \frac{1}{2}$. Cette équation (4), dont on peut voir la signification aux pages 116 et 125 de l'*Essai théorique* (*), comprend comme cas particulier la précé-

(*) Il résulte de cette signification, dont le détail m'écarterait de mon sujet, que, lorsqu'on prend simultanément les équations (3 bis), (4) et (3), en attribuant à φ une valeur quelconque comprise entre $\sqrt{\omega^2}$ et $\frac{\pi}{2}$, puis calculant ψ , δ et φ' par (3 bis) et (4), l'expression (3) de $K \cos \varphi$ est celle du coefficient par lequel il faudrait multiplier $\frac{1}{6} \Pi h^3$ pour avoir le moment, considéré ici, de la poussée exercée sur la paroi verticale de hauteur h , dans le cas d'un certain massif partiellement hétérogène de la forme du proposé et d'un poids spécifique égal à Π , mais dont l'angle de frottement, exprimé par la constante φ aux

dente (2), à laquelle elle équivaut quand $\omega = 0$; et son emploi pour obtenir une limite supérieure de $K \cos \varphi$ se justifie exactement de la même manière que je l'ai fait, en ce qui concerne (2), dans le dernier numéro de ma Note insérée à la suite du Mémoire de M. Baker (*).

points un peu éloignés du mur, croîtrait, à l'approche de ce dernier, depuis φ jusqu'à φ' ; massif équivalent, au point de vue du moment de sa poussée, à un autre certain massif homogène, encore de même forme et de même densité, ayant son angle (constant) de frottement compris entre φ et φ' . D'ailleurs, pour toute valeur de φ , donnée entre zéro et $\frac{\pi}{2}$, et quel que soit, entre $-\varphi$ et φ , l'angle ω fait par le talus avec l'horizon, la valeur de φ' que définit l'équation (4) existe toujours entre φ et $\frac{\pi}{2}$. Si, en effet, dans la première (3 bis), on laisse φ constant, mais qu'on fasse croître ω de $-\varphi$ à φ , une différentiation immédiate donne, en divisant par $\cos (\omega + 2\psi)$ qui égale, d'après (3), $\sqrt{1 - \frac{\sin^2 \omega}{\sin^2 \varphi}}$,

$$1 + 2 \frac{d\psi}{d\omega} = \frac{\cos \omega}{\sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \omega}} = \frac{\cos \omega}{\sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \varphi}}.$$

Or cette relation montre que $1 + 2 \frac{d\psi}{d\omega}$ dépasse l'unité ou que ψ grandit en même temps que ω , savoir, depuis sa première valeur $-\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ jusqu'à la dernière $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Et il résulte alors de la seconde (3 bis) que l'angle δ varie, au contraire, en sens inverse de ω , depuis $\frac{\pi}{2} - \varphi$ jusqu'à zéro. Enfin, d'après (4), $\sin \varphi'$ varie également en sens inverse de $\cos \delta$ et par conséquent décroît depuis 1 jusqu'à $\sin \varphi$. Donc φ' diminue de $\frac{\pi}{2}$ à φ et a toujours une valeur assignable entre ces deux limites.

(*) Si la face postérieure du mur, de hauteur verticale h , faisait avec la verticale un angle donné i (positif dans le cas d'un mur avec fruit intérieur, négatif dans celui d'un mur en surplomb), et si l'on voulait toujours avoir le moment de la poussée par rapport à la base de la face postérieure du mur, moment exprimé alors par $\frac{1}{6} K \frac{h^3}{\cos^3 i}$, il suffirait de remplacer, dans (3), le facteur $\cos \omega$ par $\cos (\omega - i)$ et de poser, au lieu de la seconde relation (3 bis)

$$\delta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \psi - i.$$

Toutefois, ces formules ne s'appliqueraient qu'autant que la valeur de δ continuerait à être positive; ce qui n'arriverait plus si l'angle i devenait supérieur

D'ailleurs, l'équation (4) a toujours une racine φ convenant à la question, du moins quand l'angle connu ω est positif : car, d'une part, que ω soit positif ou négatif, les formules (3 bis), où il faut supposer $\varphi > \sqrt{\omega^2}$, donnent une valeur de δ comprise entre zéro et $\frac{\pi}{2}$, comme on le reconnaît assez aisément (*); d'autre part, quand ω est positif, cette valeur de δ s'annule pour $\varphi = \omega$, de sorte que, si l'on fait alors, dans (4), croître graduellement φ de ω à $\frac{\pi}{2}$, φ' , d'abord égal, puis supérieur à φ , passe par toutes les valeurs comprises entre ω et $\frac{\pi}{2}$. Il y a donc, du moins dans le cas où ω est positif, une racine φ , quelle que soit la valeur donnée de φ' .

Ainsi, faisons d'abord, dans (3 bis) et (3), $\omega = 35^\circ$, $\varphi = 40^\circ \frac{1}{2}$. Il vient $\psi = 13^\circ 31'$, $\delta = 11^\circ 14'$, et la valeur de $K \cos \varphi$ approchée par défaut se trouve être $K \cos \varphi = 0,2992$. Cherchons maintenant la limite supérieure, et pour cela, essayons de satisfaire à (3 bis), (4) et (3) après avoir posé $\varphi' = 40^\circ \frac{1}{2}$. On reconnaît, à l'aide de quelques tâtonnements, qu'il faut prendre

$$\varphi = 39^\circ 40', \quad \text{d'où } \psi = 14^\circ 29', \quad \delta = 10^\circ 41' \quad \text{et} \quad K \cos \varphi = 0,3221.$$

à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \psi$. Dans ce dernier cas, un coin de terre, ayant pour arête inférieure la base de la face postérieure du mur et pour angle correspondant — δ , ferait corps avec le mur au commencement de l'éboulement, et c'est contre sa face contiguë au reste du massif, définie en direction par le nouvel angle $i = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \psi$, que s'exercerait la poussée, régie alors *exactement* par les formules (5) et (5 bis) devenues identiques à celles résultant de l'intégrale de Rankine (vu qu'on a $\delta = 0$, $\varphi' = \varphi$).

On trouvera, aux pages 116 à 126 de mon *Essai théorique*, la démonstration de toutes ces lois (étendues même au cas général d'un angle de frottement extérieur φ_1 différent de φ), et, aux pages suivantes 127 à 155, leur généralisation pour des massifs et des murs ayant leurs profils courbes.

Voir ci-dessus la note de la page 501.

effectif de frottement, qui vérifie l'équation (4) d'où on aura pris φ' égal justement à cet angle. Mais, telle racine φ n'existe, pour une valeur négative de ω , qu'autant que φ' dépasse un certain minimum plus grand que $\sqrt{\omega^2}$. On le reconnaît en que, pour φ croissant de $\sqrt{\omega^2}$ à $\frac{\pi}{2}$, $\cos \delta$ grandit à 1 et que, par suite, en vertu de (4), φ' prend valeur, $\frac{\pi}{2}$, à la première de ces limites qu'à la fin. Donc, cet angle φ' , qui est d'ailleurs constamment entre φ et $\frac{\pi}{2}$, ne s'abaisse jamais jusqu'à $\sqrt{\omega^2}$. Et ω doit, naturellement, croître avec la valeur de φ , puisque, à la limite $\omega = 0$, la formule (4) que φ' peut s'approcher autant qu'on veut de zéro, φ' sera donné, la valeur de ω ne pourra donc pas jusqu'à $-\varphi'$ si l'on veut que la racine φ des (3 bis) et (4) continue d'exister.

On pourra obtenir approximativement la limite ou inférieure de ω au-dessous de laquelle cette racine disparaît, en essayant un certain nombre de valeurs et en cherchant, parmi elles, celle qui fait acquiescer les plus fortes valeurs négatives. La valeur de δ se déduit ensuite celle de ψ , $\psi = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \delta$ se calcule, chaque fois, par l'équation (4), où φ' est connu et celle de ω se déduit ensuite de la première (résolue par rapport à $\tan \omega$ après avoir sin $(\omega + 2\psi)$ en $\sin \omega \cos 2\psi + \cos \omega \sin 2\psi$, d'où

$$(5) \quad \tan \omega = \frac{\sin \varphi \sin 2\psi}{1 - \sin \varphi \cos 2\psi}.$$

On connaîtra de la sorte la plus grande valeur de l'inclinaison $\tan \omega$ du talus pour laquelle les

(3), (3 *bis*) et (4) permettent d'avoir, tout à la fois, une limite inférieure et une limite supérieure de $K \cos \varphi$. Au delà, il ne sera plus possible d'obtenir que la limite inférieure, mais on pourra s'y laisser guider, quelque temps encore, par le sentiment de la continuité des phénomènes, pour fixer une région comprenant les vraies valeurs de $K \cos \varphi$.

Faisant donc $\varphi' = 40^\circ \frac{1}{2}$ dans (4), attribuons successivement à φ des valeurs comme 20° , 21° , 22° , etc. Les formules (4) et (5) nous donneront :

$$\text{pour } \varphi = 25^\circ, \quad \delta = 49^\circ 24', \quad \psi = -16^\circ 54', \quad \omega = -19^\circ 55';$$

$$\text{pour } \varphi = 25^\circ \frac{1}{2}, \quad \delta = 48^\circ 29', \quad \psi = -16^\circ 14', \quad \omega = -19^\circ 57';$$

$$\text{pour } \varphi = 26^\circ, \quad \delta = 47^\circ 33', \quad \psi = -15^\circ 35', \quad \omega = -19^\circ 56'.$$

La plus forte valeur négative possible de ω est $\omega = -19^\circ 57'$, et elle correspond à $\varphi = 25^\circ \frac{1}{2}$. Or si l'on porte ces valeurs et les valeurs corrélatives $\delta = 48^\circ 29'$, $\psi = -16^\circ 14'$ dans la formule (3), on voit que la limite supérieure de $K \cos \varphi$ est alors, c'est-à-dire pour $\omega = -19^\circ 57'$, $K \cos \varphi = 0,1909$. Quant à la limite inférieure, obtenue en faisant, dans (3 *bis*) et (3), $\omega = -19^\circ 57'$ et $\varphi = 40^\circ \frac{1}{2}$ (d'où $\psi = -5^\circ 52' \frac{1}{2}$ et $\delta = 30^\circ 37' \frac{1}{2}$), elle est $K \cos \varphi = 0,1196$. Il vient donc, pour la moyenne arithmétique de ces deux limites, $0,1552$. Si on la regarde comme étant la valeur vraie de $K \cos \varphi$, on voit que l'erreur de la limite inférieure sera $0,1552 - 0,1196 = 0,036$ environ. Or cette erreur, constamment de l'ordre de $\frac{1}{\cos \delta} - 1$, deviendrait, naturellement, encore plus grande si la valeur absolue de l'angle ω de la surface supérieure avec l'horizon venait à dépasser $19^\circ 57'$, ce qui ferait croître δ . On est donc induit

, penser que, dans les cas où les valeurs surpasseront $19^{\circ}57'$ et où, par suite, la seule de $K \cos \varphi$ restera calculable, la limite de cette limite et la valeur vraie de $K \cos \varphi$ sera que 0,036.

Voyons ce que nous donnera pour $K \cos \varphi$ compte de cette indication, la valeur ω = justement celle de la série V des observations, dans (3 bis) et (3), $\varphi = 40^{\circ} \frac{1}{2}$, $\omega = -13^{\circ}31'$, $\delta = 38^{\circ}16'$: il viendra $K \cos \varphi = 0,118$. Mais ce nombre étant, par hypothèse, inférieur à l'une quantité plus grande que 0,036, la limite dépassera $0,082 + 0,036 = 0,118$.

D'autre part, il semble évident *à priori* que les valeurs sont moins fortes quand la pente tang ω est négative que lorsqu'elle est nulle, et d'autant plus que cette pente est plus grande en valeur absolue. Alors, la paroi a, dans son voisinage et au-dessus de son bord inférieur, moins de sable à supporter. La vraie valeur de $K \cos \varphi$ doit être, tout à la fois, plus que 0,118 et moindre que 0,155, valeur qui a été conduit à lui attribuer quand ω égale 0. Cette valeur en quelque sorte la plus probable, résultant de ces inductions, serait donc voisine de 0,147. On a donné effectivement $K \cos \varphi = 0,147$.

Ainsi les indications de la théorie, quoiqu'elles ne soient dans le cas, actuellement considéré, où ω est négative, valeurs négatives, peuvent encore y rendre service, et, tout au moins, fixer l'esprit sur la valeur des résultats. Il est bon d'ailleurs de remarquer que ce cas, le plus défavorable de tous au point de vue de l'emploi des équations ci-dessus, n'a qu'une importance pratique.

V. — En résumé, les précieuses observations de M. G. Darwin me paraissent confirmer, aussi pleinement que possible, les formules que j'ai données pour la poussée d'un massif pulvérulent à l'état d'équilibre limite, formules qui résultent des principes de Rankine, simplement complétés par l'adjonction de la condition de glissement du massif contre le mur qui le soutient, et devenus, sous cette forme, l'expression rationnelle et rectifiée de ceux même de Coulomb. La théorie de Coulomb, en effet, dans tous les cas où son hypothèse fondamentale d'une rupture plane du massif est justifiable, donne identiquement les mêmes résultats que les formules de Rankine, comme l'a démontré M. Maurice Lévy dans son Mémoire inséré en 1873 au *Journal de Mathématiques* de M. Liouville. Or il se trouve que ces cas (dont le plus remarquable est celui où $\omega = \varphi$ et où, par suite, $\psi = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ et $\delta = 0$) sont justement ceux dans lesquels mes formules se réduisent à celles de Rankine; de sorte que ces formules impliquent tout ce qui peut subsister de l'ancienne théorie de Coulomb (*).

(*) Je ne nie pas d'ailleurs que la tentative théorique de M. G. Darwin, exposée dans la deuxième partie de son Mémoire, ne puisse (en exceptant le cas où ω serait plus ou moins voisin de φ) donner comme un aperçu très général ou une première esquisse de la manière dont les choses doivent se passer au moment où un mur de revêtement vertical commence à se renverser. Alors, en effet, le mur, tout en cédant, continue à soutenir en partie le massif; ce qui doit permettre à la portion de celui-ci qui reste, encore, à peu près immobile, de faire avec l'horizon des angles plus grands que celui, φ , de son talus naturel. Ces angles étant ainsi compris entre les deux limites φ et $\frac{\pi}{2}$, il n'est pas impossible qu'ils ne s'écartent que modérément de la moyenne $\frac{\varphi}{2} + \frac{\pi}{4}$; d'où il suit que l'autre partie du massif, c'est-à-dire celle qui se met à glisser en descendant, et qui est comprise entre la précédente et le mur vertical, peut bien ne pas différer considérablement d'un coin de terre ayant son arête inférieure contiguë à la base du mur et les deux faces adjacentes à cette arête inclinées l'une sur l'autre de l'angle $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, complémentaire du précédent.

Or la formule de M. Darwin, qui revient à poser

Addition relative aux expériences de M. Gobin (*)

Par M. J. BOUSSINESQ

M. Gobin, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, vient de publier sur la *Poussée des terres*, dans le n° d'août

$$K \cos \varphi = \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \frac{\cos \omega \cos \varphi}{\cos \left(\omega + \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cos \left(\frac{5\varphi}{2} - \frac{\pi}{4} \right)},$$

est l'expression de ces hypothèses, jointes à celle-ci, que le point d'application de la poussée se trouve au tiers de la hauteur du mur : supposition justifiable si l'on admet qu'il y ait simultanément de pareils coins de terre ayant leurs arêtes inférieures sur le mur à toutes les hauteurs, ou que le plus grand de ces coins soit composé d'une infinité de couches parallèles, en train de glisser les unes contre les autres.

J'observerai cependant que M. Darwin ne devrait pas, ce me semble, même dans le cas d'un terre-plein horizontal soutenu par un mur vertical, s'appuyer de l'opinion de Coulomb pour prendre l'angle de son coin égal à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Car

Coulomb n'était conduit, par son principe du prisme de plus grande poussée, à lui attribuer alors cette valeur, que parce qu'il supposait le mur infiniment poli, et capable d'exercer seulement des réactions normales ; ce qui lui donnait, pour la composante horizontale de la poussée, exactement la valeur obtenue par Rankine et reconnue être trop forte par M. Baker et M. Darwin.

Quant au cas, que j'ai réservé, où l'angle ω du talus sur l'horizon s'approche de sa valeur limite φ , il est difficile, vu la tendance alors bien plus grande du massif à s'ébouler, de ne pas admettre à première vue que la pente de la surface de rupture y est notablement plus faible que dans les autres cas. Effectivement, lorsque $\omega = \varphi$, le principe de Coulomb, alors d'accord tant avec les formules de Rankine qu'avec les miennes, montre que cette surface fait avec l'horizon l'angle φ et non l'angle $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$.

L'hypothèse, en général arbitraire et fausse, d'une rupture du massif suivant un plan, et l'absence d'un principe précis pour déterminer la direction de ce plan, rendent évidemment insuffisant l'aperçu théorique de M. Darwin. Au contraire, la théorie exposée au § IX de mon *Essai* et dont on vient de voir des applications, si elle a l'inconvénient d'exiger certains développements d'analyse, présente, par contre, l'avantage de tout déduire d'un principe éminemment simple, qu'on peut énoncer ainsi : *Dans un massif sans cohésion, contenu par un mur qui commence à se renverser, les couches terreuses sont sur le point de glisser à la fois les unes sur les autres et contre le mur, sauf parfois un coin de terre, adjacent au mur et retenu par son frottement, qui sera reconnu, à la mise en œuvre même du principe, être incapable de participer à l'état ébouleux du reste du massif, et qui se comportera comme s'il faisait corps avec le mur.*

(*) Publiées dans le n° d'août 1885 des *Annales*, p. 98 à 228 : voir, pour la partie expérimentale, les pages 84 à 212.

Mémoire étendu, contenant la relation des expériences personnelles. Il y détermine la épaisseur des murs de soutènement en se servant d'une manière plus ou moins explicite, sur les cas suivants : 1° un peu avant que le mur (supposons pour fixer les idées, sa face postérieure verticale) se renverse, il y a un moment où la masse contiguë n'a aucune tendance à glisser sur le mur ; par conséquent une poussée horizontale n'existant, le coin ou prisme de plus grande poussée, déterminé à la manière de Coulomb, se met déjà à glisser sur le reste du massif (p. 112 et 154 à 156) et éprouve, sur la face de rupture, le frottement maximum ; 2° à partir de ce moment, la masse sablonneuse tend à glisser aussi contre le mur et sa poussée s'incline sous l'horizon jusqu'à l'angle de frottement, mais (p. 123) sans que la composante horizontale de cette poussée varie ou cesse d'avoir sa valeur précédente, calculée par la méthode de Coulomb pour l'instant où l'on suppose qu'il n'existait pas de frottement extérieur (*).

Quoi qu'il en soit de ces deux hypothèses multiples, dont la seconde exige que la surface de rupture et le volume du coin de terre détaché soient variables du premier moment aux suivants [sans quoi le frottement survenu du mur contre ce prisme ne serait équilibré par rien (**)], la poussée finale à laquelle elles conduisent pour le cas simple d'un terre-plein horizontal se trouve corrigée de la principale inexactitude qui affectait celle de

(*) M. Gobin me permettra de lui signaler ici, dans sa formule relative au cas $\omega = \varphi$, p. 216, une erreur d'inattention (zéro donné, au lieu de 1, comme valeur du produit $\cos 90^\circ \tan 90^\circ$), qui lui a fait obtenir une poussée infinie : résultat évidemment paradoxal.

(**) Or il faut qu'il le soit, car les accélérations des diverses parties du prisme qui se détache sont encore incalculables ; d'ailleurs, le frottement du mur est dirigé de bas en haut et, s'il n'était pas neutralisé, ferait monter le prisme qui, au contraire, descend.

Coulomb ou de Rankine, et qui consistait à la croire horizontale. Aussi, dans le problème de l'épaisseur minima b à donner à un mur rectangulaire de densité Π' , pour soutenir un massif de hauteur h et de densité Π , fournissent-elles, en exprimant la condition qu'il y a un commencement de rotation du mur autour de la base de sa face antérieure, une expression de $\frac{h}{b}$,

$$\frac{h}{b} = \frac{3}{2} \left[\tan \varphi + \sqrt{\tan^2 \varphi + \frac{4\Pi'}{3\Pi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \right]$$

généralement voisine de la moyenne des deux limites supérieure et inférieure que j'ai données pour ce rapport dans le n° de juin 1882 des *Annales* (t. III, p. 638 à 643). Par exemple, quand $\Pi' = \Pi$ et que $\varphi =$ soit 45° , soit 30° , la moyenne dont il s'agit est respectivement $\frac{h}{b} = 6,24$ et

$4,15$, avec des écarts de $\frac{1}{14}$ et de $\frac{1}{15}$ d'avec les deux limites, tandis que la formule ci-dessus, déduite des hypothèses de M. Gobin, donne alors $\frac{h}{b} =$ soit $5,94$, soit $3,99$, c'est-à-dire, respectivement, $\frac{1}{21}$ et $\frac{1}{26}$ seulement de moins.

Mais si, dans ce problème où la poussée a son influence très affaiblie par le double fait de son inclinaison et de l'éloignement de l'axe de la rotation, l'expression que lui attribue M. Gobin me paraît ne se montrer trop forte que dans une mesure négligeable, il n'en est pas de même dans la question plus simple, étudiée par M. G. Darwin, de l'équilibre-limite d'une paroi mince mobile autour de sa base, soutenant un massif sablonneux et maintenue par une force directement mesurable ; question où il y a, quelque sorte, moins de chances de compensation, puisque le massif y intervient uniquement par la composante

normale de sa poussée sur le mur. Alors, en effet, on ne peut douter que la valeur déduite des hypothèses de M. Gobin ne soit exagérée; car elle n'est pas autre chose que celle même de Coulomb et de Rankine, reconnue inadmissible par M. G. Darwin.

C'est ce qu'aurait trouvé sans doute M. Gobin lui-même, pour le sable sur lequel il a expérimenté (p. 200), s'il avait évalué la composante horizontale Q de la poussée, non pas à un moment où la paroi, d'abord pressée assez fortement contre le massif, n'avait bougé que d'une manière presque imperceptible (c'est-à-dire d'une fraction de millimètre, comme il le dit à sa note de la p. 198), mais bien au moment où, cette composante ayant baissé dans le rapport de 5,815 à 5,065 (p. 200), le mouvement commençait à être sensible, quoique, dit-il, encore très faible, puisqu'il fallut la diminuer de nouveau quelque peu pour accentuer les déplacements et produire le renversement. En effet, la valeur de la poussée dans l'état d'équilibre-limite, le seul qu'il s'agisse ici de considérer, est la plus faible qui maintienne l'équilibre, non une de celles, notablement plus fortes, qu'exerce le massif dans une situation stable. Et j'observerai, à cette occasion, que, l'état d'équilibre-limite étant le seul où tout le frottement extérieur se trouve utilisé, deux murs très inégalement rugueux pourront fort bien se comporter de même et éprouver d'égales poussées, si l'on évalue ces poussées à de pareils moments où le massif, d'abord comprimé, ne commence à se détendre que d'une manière à peine perceptible. Il est d'ailleurs évident que les poussées resteraient même égales jusque dans l'état d'équilibre-limite, si le moins rugueux des deux murs l'était encore assez pour s'opposer, à peu près, aux glissements finis de la couche sablonneuse contiguë: or c'est ce qui me paraît s'être produit dans les observations décrites par M. Gobin aux pages 208 et 199 de son Mémoire.

Cela posé, pour revenir à l'expérience en question si l'on diminue la valeur de Q acceptée $25^{\text{h}},44$, de la fraction $\frac{5,815 - 5,065}{5,815}$ de s

à-dire de $3^{\text{h}},28$, il reste, comme vraie valeur horizontale à l'état d'équilibre-limite, dont le rapport à celui $27^{\text{h}},56$. que donne seulement $0,804$. D'autre part, en évaluant le frottement, $\varphi = 34^{\circ}$, du sable sur le ciment, mon coefficient $K \cos \varphi$ par la méthode de Coulomb (p. 497), on trouve d'abord, comme limite inférieure, $0,2081$, puis, comme limite supérieure (avec $\varphi' = 34^{\circ}$, d'où $\varphi = 28^{\circ} 46'$), et moyenne, $K \cos \varphi = 0,2362$; tandis que M. Gobin revient à prendre, avec Coulomb $K \cos \varphi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2827$. Par

de mon évaluation à la sienne est $\frac{0,2362}{0,2827} =$

l'écart de la valeur expérimentale, $0,804$, du rapport celle-ci, différence explicable par une petite déviation de la partie fixe que comprenait la paroi mobile.

Ainsi, l'expérience que M. Gobin a faite, où il avait d'ailleurs éliminé, aussi complètement qu'il a pu, les perturbations dues au frottement latéral, en ne rendant mobile qu'une partie (les bords) de la principale paroi, s'accorde avec la formule de M. G. Darwin pour montrer que la formule de Coulomb donne une poussée horizontale trop forte et que la formule de M. G. Darwin est bien plus satisfaisante.

La première expérience (p. 199) où, la paroi mobile tournait entre deux parois perpendiculaires à sa direction, montre, comme

M. Gobin, que le frottement de ces deux parois latérales avait une influence notable pour retenir les terres et diminuer la poussée sur la paroi mobile; car elle donne, pour le rapport de la composante horizontale de cette poussée à la valeur que lui attribue la formule de Rankine, $\frac{19,10}{25,74} = 0,742$, nombre inférieur à la valeur 0,835, que lui assignent mes formules, du $\frac{1}{9}$ environ de cette dernière; diffé-

rence sensible, mais plus faible que celle, $\frac{1}{4}$, qu'on aurait si la véritable évaluation théorique devait être 25^k,74, comme l'a pensé M. Gobin.

Les deux expériences suivantes (p. 201 à 203), où la hauteur h du sable, au lieu d'égaliser la distance des deux parois latérales, n'en dépassait guère les deux tiers, ont été beaucoup moins modifiées par le frottement de ces parois, dont l'écart relatif s'y trouvait plus grand. Aussi leurs résultats s'accordent-ils avec mes formules ci-dessus, qui sont (1) et (2) pour la seconde (p. 203), où l'on avait encore $\varphi = 34^\circ$, $\omega = 0$, et qui sont (3), (3 bis), (4) pour la première (p. 202), où l'on avait toujours $\varphi = 34^\circ$, mais $\omega = 14^\circ$. En effet, dans la seconde (p. 203), le rapport de la poussée horizontale effective à sa valeur théorique calculée par M. Gobin a été $\frac{10,90}{12,612} = 0,864$, nom-

bre ne différant, que par $\frac{1}{30}$ de sa valeur, du rapport ana-

logue 0,835, calculé tout à l'heure, de mon résultat théorique à celui de M. Gobin. Quant à la première expérience (p. 202), où l'on avait $\varphi = 34^\circ$, $\omega = 14^\circ$, mes formules 3), (3 bis) et (4) donnent pour limite inférieure, $K \cos \varphi = 0,2572$, et, pour limite supérieure (en observant que, à

$\varphi = 34^\circ$ et $\omega = 14^\circ$, il correspond $\varphi = 31^\circ 7'$, $\psi = 6^\circ 54' \frac{1}{2}$,

$= 22^{\circ} 29'$, $K \cos \varphi = 0,2991$; d'où résulte
 la valeur théorique de $K \cos \varphi$, 0,278
 la valeur théorique pour M. Gobin est

$$\frac{\cos \omega \sin \alpha_1}{\cos (\alpha_1 + \omega) \tan (\alpha_1 + \varphi)} = 0,3243 \quad (\alpha_1 \text{ étant, ici}$$

le rapport, 0,858, de la première de ces
 deux, est, à son $\frac{1}{48}$ près, le même que celui, $\frac{12}{14}$,
 fourni par l'observation.

Examinons enfin une expérience (p. 195), de
 M. Gobin a évalué la composante tangentielle
 de d'un massif de sable, à surface libre horizontale
 la paroi verticale qui, au lieu de se renverser
 ment soulevée, sans sortir de son plan, par
 térieure mesurable. On conçoit que, au moment
 dont il s'agit, où, la surface libre étant horizontale
 vement de la paroi tendait à dégager le sable
 comprimer, il en résultât un équilibre-limite
 que à celui que produirait, par détente, un
 ment de renversement d'un mur. On peut donc
 appliquer les mêmes formules générales et la même
 méthode d'approximation, en remplaçant, dans les deux
 membres de (1), le facteur $\sin \varphi$, par $\cos \varphi$, puisque
 il s'agit maintenant de la composante tangentielle
 $\frac{1}{2} \Pi h^2 K \sin \varphi$ de la poussée et non

la composante normale $\frac{1}{2} \Pi h^2 K \cos \varphi$. Pour $\varphi = 32^{\circ}$

de la sorte, comme limite inférieure, $K \sin \varphi = 0,1451$
 comme limite supérieure (obtenue en faisant
 où $\varphi = 28^{\circ} 46'$), $K \sin \varphi = 0,1451$; d'où
 prenant la moyenne, la valeur théorique $K \sin \varphi$
 le rapport de celle-ci à ce qui représenterait
 elle-même la composante normale de la poussée

Rankine, c'est-à-dire à $\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,2827$, est $\frac{0,1427}{0,2827} = 0,505$, nombre en erreur de $\frac{1}{21}$ seulement

la valeur de ce rapport, $\frac{5}{9,428} = 0,530$, observée

M. Gobin (p. 195).

M. Gobin a encore fait, outre une vérification de l'expérience classique du général Ardant (p. 206 à 208) :

(*) Cette expérience consiste à observer la stabilité d'un mur sans pes d'une hauteur verticale h , présentant un fruit intérieur tel, que l'angle de la face postérieure avec la verticale, soit $\frac{\pi}{2} - \varphi$, et mobile autour d'un axe par rapport à la base de cette face postérieure, à une distance horizontale $\frac{h}{2 \tan \varphi}$ en avant et à une distance verticale $\frac{h}{2 \tan^2 \varphi}$ en dessous; le pulvérulent, de profondeur h , étant d'ailleurs limité supérieurement par un horizontal. D'après la fin de la note de la page 503, un coin de terre d'un angle égal à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, avec sa pointe en bas, fait corps avec le mur, tandis que le massif, à l'état éboulé, obéit aux lois de Rankine et que, en particulier, la section verticale menée par le bas de la face postérieure du mur, supportant la pression horizontale $\frac{1}{2} \Pi h^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$, L'ensemble du mur et du prisme de terre superposé (ou en deçà de la section verticale) est donc soumis à cette poussée dont le bras de levier est $\frac{h}{3} + \frac{h}{2 \tan^2 \varphi}$, et au poids, $\frac{\Pi h^3}{2 \tan \varphi}$, du prisme de terre, qui s'oppose au renversement avec un bras de levier égal à $\frac{1}{3} \frac{h}{2 \tan \varphi}$. L'exemple de son moment sur celui de la pression horizontale précédente est $\frac{\Pi h^3}{12 \tan^2 \varphi} \left[1 - \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} (5 + 2 \tan^2 \varphi)\right]$, ou, par la substitution $\frac{3 - \sin^2 \varphi}{1 - \sin^2 \varphi}$ à $3 + 2 \tan^2 \varphi$, suivie de réductions évidentes, $\frac{\Pi h^3 \cos \varphi}{6 \tan \varphi (1 + \frac{\cos \varphi}{\tan \varphi})} = \frac{\Pi h^3}{6 \sin \varphi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \left(1 - \frac{\cos \varphi}{\tan \varphi}\right)$; et il se trouve satisfait quand on a $\tan \varphi > \cos \varphi$, ou $\varphi > 38^\circ 10' \frac{1}{3}$ environ. Ainsi, abstraction faite de l'action retardatrice des joues ou parois latérales de la caisson, l'équilibre n'existerait que pour une terre ayant un angle de frottement un peu supérieur à celui, $\varphi = 54^\circ$, du sable expérimenté par M.

,

(

1

(

]

]

,

;

;

1

,

libre horizontale et en admettant d'abord que verticale, cas où la partie hétérogène en question de terre ayant pour arête supérieure l'intersection de la surface libre par le mur et pour angle

jaçant $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, cette surface de rupture est à profil courbe

puis son départ au pied de la paroi jusqu'à la sortie du in hétérogène. Comme elle se compose évidemment d'éléments plans sur lesquels s'exercent des pressions faisant ec la normale l'angle de frottement, que j'appellerai φ' , opre aux particules qu'ils traversent, son équation différentielle en x et y , avec le système de coordonnées que i choisies dans le Mémoire n° 29 inséré en juin 1882 aux *Annales* (p. 628), peut s'obtenir assez aisément.

Vu les relations (8) de ce mémoire, donnant les composantes — N_x , — N_y , T de pression, et vu les valeurs qu'on déduit, par des formules bien connues, pour la pression exercée sur un élément plan quelconque, défini par ses angles β , $\frac{\pi}{2} - \beta$ avec les axes des x et des y , on reconnaît facilement que, pour l'élément plan principal supportant (x, y) la plus forte pression — N , β a la valeur que donne l'équation $\tan 2\beta = \frac{2T}{N_x - N_y}$, où 2β désigne ici un angle aigu positif : ce qui change la formule du bas de la page 631 en celle-ci,

$$\cos^2 \varphi' = \left(\frac{N_x - N_y}{N_x + N_y} \right)^2 (1 + \tan^2 2\beta) = \left(\frac{N_x - N_y}{N_x + N_y} \right)^2 \frac{1}{\cos^2 2\beta} = \frac{\sin^2 \varphi}{\cos^2 2\beta};$$

où l'on tire enfin $\beta = \frac{1}{2} \arccos \frac{\sin \varphi}{\sin \varphi'}$. Or l'élément connu de la surface de rupture, supposée passer par (x, y) , incliné, par rapport à cette direction principale et au-dessus d'elle, de l'angle $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}$. Ainsi elle est caractérisée

lie-même par la valeur $\beta = \frac{1}{2} \arccos \frac{\sin \varphi}{\sin \varphi'}$
 et elle fait avec la verticale dirigée en haut l'angle
 augmenté de $\frac{\pi}{2}$.

J'appellerai α ce dernier angle,

$$(6) \quad \alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} + \frac{1}{2} \arccos \frac{\sin \varphi}{\sin \varphi'}$$

qui a pour tangente le rapport différentiel $-\frac{d\alpha}{d\varphi'}$
 sur la surface de rupture : il grandit avec celui φ'
 intérieur au point considéré. En effet, la dif-
 férentielle (6) donne, en observant que φ , limite inférieure,
 est une constante,

$$(7) \quad 2 \frac{d\alpha}{d\varphi'} = -1 + \frac{\sin \varphi \cos \varphi}{\sin \varphi' \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \varphi}}$$

Or cette expression décroît évidemment avec φ'
 (pris entre φ et $\frac{\pi}{2}$) grandit, et elle prend, par
 conséquent, la plus petite valeur lorsque φ' atteint sa
 plus grande, c'est-à-dire contre la paroi $x = 0$.
 Dans la formule (9) du même mémoire, on a (vu que

$$(8) \quad \sin^2 \varphi' = \frac{2 \sin^2 \varphi}{1 + \sin \varphi} :$$

on prend la plus petite valeur du second membre
 par la substitution de $\sqrt{1 - \sin^2 \varphi}$ à $\cos \varphi$,
 et par la suppression du facteur $\frac{\sin \varphi}{\sqrt{1 + \sin \varphi}}$,
 on a

$$-1 + \sqrt{\frac{2 \sin^2 \varphi + 3 \sin \varphi + 1}{2 \sin^2 \varphi}},$$

et le radical y est manifestement

tant partout positive, l'angle aigu α que fait la surface de rupture avec la verticale dirigée vers le haut diminue en même temps que φ' ; ce qui a lieu quand on s'éloigne du bas du mur pour se rapprocher des couches supérieures. Et le profil de cette surface est concave dans toute sa partie courbe, c'est-à-dire depuis le pied du mur, où l'on a, d'après (6) et (8),

$$(9) \left\{ \begin{aligned} \alpha &= \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \arcsin \frac{\sqrt{2} \sin \varphi}{\sqrt{1 + \sin \varphi}} + \frac{1}{2} \arccos \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{2}} \\ &= \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \arcsin \frac{\sin \varphi}{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} + \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \frac{5}{2} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{1}{2} \left[-\varphi + \arcsin \frac{\sin \varphi}{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \right]. \end{aligned} \right.$$

jusqu'à la sortie de la partie hétérogène du massif, où ce profil de la surface de rupture fait avec la verticale l'angle plus petit $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Ce dernier se maintient ensuite jusqu'à la surface libre $y = 0$.

Or, sans intégrer l'équation différentielle de la partie courbe, on peut, s'appuyant sur ce que sa courbure est partout de même sens et l'angle de ses deux tangentes extrêmes assez faible, l'assimiler à un arc de cercle, et observer que sa corde a, dans cette hypothèse, une direction précisément moyenne de celles des deux tangentes menées à ses extrémités. Ainsi la valeur de l'angle α , pour la corde dont il s'agit, sera la demi-somme de (9) et le $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. D'ailleurs, cette corde et la partie rectiligne du profil, dont les directions se trouvent assez peu différentes, ont leurs projections horizontales équivalentes, vu que la partie plane de la surface de rupture et le plan-limite de

la partie hétérogène du massif, inclinés de l'une de part et d'autre d'un même plan vertical, triques par rapport à ce plan et ont leur intersection distante des deux plans verticaux menés respectivement par le bas et par le haut de la surface de rupture, donc on joint par une ligne droite les deux extrémités du profil total de la surface de rupture, cette ligne est la base d'un triangle sensiblement isocèle, ayant pour deux autres côtés la corde de la partie courbe et la corde rectiligne du profil. C'est dire que la nouvelle direction passant par les deux extrémités du profil total, et qui est la direction de rupture, est celle qu'observait M. Gobin dans ses expériences, elle fait avec la verticale un angle très sensiblement égal à la moyenne entre $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ et la moyenne, déjà trouvée, de $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ et de (9).

Ainsi nous aurons à fort peu près, comme pour le cas précédent, l'angle de la verticale avec la corde du profil de la surface de rupture, dans chacun des deux cas, celui d'un massif hétérogène entre lesquels se trouve un massif homogène proposé,

$$(10) \quad \alpha = \frac{9}{8} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{1}{8} \left[-\varphi + \arcsin \frac{\sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \right]$$

Cette valeur dépasse $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ d'un peu moins d'une dixième partie. On y mettra successivement, pour la première, l'angle effectif donné de frottement et l'angle moindre pour la seconde, l'équation (2) quand on y prend φ' égal à ce angle. Il viendra de la sorte deux limites, la première, la deuxième, supérieure, dont on prend la moyenne, pour avoir ce qu'on peut appeler

LA POUSSÉE DES TERRES.

théorique approchée de l'angle de la verticale à direction moyenne de la surface de rupture. Elle est de quelques degrés $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$.

Par exemple, dans le cas $\varphi = 34^\circ$, $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} =$ limite inférieure de α est $30^\circ 50'$, et la limite supérieure (obtenue en posant $\varphi = 28^\circ 46'$, comme on a vu page arc sin $\frac{\sin \varphi}{\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})} = 34^\circ$) est $33^\circ 47'$; d'où, la

moyenne, ou valeur théorique α , $\alpha = 32^\circ 19'$. Dans $\varphi = 41^\circ 59'$, la limite inférieure est $26^\circ 22'$ et la limite supérieure $29^\circ 19'$ (correspondant à $\varphi = 36^\circ 43'$); d'où il pour la moyenne, ou valeur théorique de α , $\alpha = 27^\circ 50'$.

On voit que ces valeurs, $32^\circ 19'$ et $27^\circ 50'$, calculées des massifs latéralement indéfinis sauf du côté de mobile, dépassent respectivement, de $3^\circ 57'$ et de celles, $28^\circ 22'$ et $24^\circ 14'$, qu'a observées M. Gobin sur des massifs compris entre deux murs verticaux fixes, perpendiculaires à la paroi mobile. Or il est clair que le frottement de ces deux murs suffit pour expliquer ce que la surface de rupture d'un massif ainsi contenu, comparée à ce qu'elle aurait été sans leur présence, pouvait avoir des pentes de 3 à 4 degrés plus fortes (*).

Passons maintenant au cas où, le terre-plein étant toujours horizontal, la face postérieure de la paroi présente un certain fruit intérieur et fait un angle donné i avec la verticale. Tant que i n'atteint pas $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, le pe

(*) Néanmoins, on obtient bien le véritable angle de frottement φ en variant l'inclinaison du talus que produit l'enlèvement complet de la paroi, car l'influence du frottement des deux murs est négligeable pour ce qui concerne la couche devenue alors superficielle, leur espacement pouvant être considéré comme tant qu'on ne considère que de très petites profondeurs au-dessous de la face libre.

étérogène des massifs fictifs que
 lesquels est compris le massif réel
 la résistance à l'éboulement, continu
 même plan, partant de la ligne de jonction
 surface libre et faisant l'angle $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$
 mesure que i grandit, cette partie diminue
 on moins qu'en étendue, et son écartement
 aussi de moins en moins différent de $\frac{\pi}{4}$
 φ , où l'angle α de la surface de rupture
 ne cesse pas d'égaliser $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Donc
 la rupture tend à devenir une droite
 définie par cet angle; et elle ne s'en écarte
 plus que i égale ou dépasse $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$
 est-à-dire pour $i > \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, le
 triangle est compris entre les deux positions
 du mur de manière à faire l'angle $\frac{\pi}{4}$
 avec la verticale, et il reste, contre le
 mur, sa pointe en bas et son angle égal à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$
 ne participe pas à l'éboulement.

On voit par là que la direction de la
 rupture ne peut varier que faiblement
 lorsqu'il y a un fruit intérieur plus ou moins
 profond; elle doit pas cesser de faire, avec la ver-
 ticale, l'angle $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$; ce qui est bien conforme
 aux observations (M. 187).

En résumé, les expériences de M. G. Darv
 concourent avec celles de M. G. Darv à la
 théorie de l'équilibre-limite des terres.
 son *Essai* publié en 1876.

NOTE

sur le mémoire de M. G. H. Darwin, sur la poussée horizontale
d'une masse de sable

Par M. JULES GAUDARD, Professeur à l'Université de Lausanne.

(*in extenso*)

(Vol. LXXII des *Proceedings*, II^e partie)

M. Darwin a introduit une considération nouvelle et intéressante dans ce qu'il appelle « l'élément historique », c'est-à-dire le mode de groupement des molécules de la masse de terre. Ses expériences l'amènent à conclure que le glissement des terres se produit suivant l'ancienne théorie de Coulomb et de Poncelet plutôt que suivant celle de Rankine et de Boussinesq, c'est-à-dire qu'au lieu d'une déformation continue de la masse entière, il se produit des fentes locales avec détachement d'une série de prismes dont chacun glisse isolément en restant presque intact. Il donne des calculs pour appuyer cette théorie.

Mes objections sur les conclusions auxquelles il arrive portent surtout sur l'explication des différences considérables entre les résultats des observations et ceux des formules. Il me semble que son mode d'expérimentation peut donner lieu aux objections suivantes. Premièrement, la boîte employée est peut-être trop petite, au moins pour l'expérience avec le sable en talus (série VI). Si le mur AD (*fig. 10*) était pressé par une masse de sable indéfinie, la ligne de rupture pourrait être, par exemple, AFE ; mais en comprimant la matière par un mur BC trop près de AD, il arrivera qu'au lieu du prisme total de poussée AED, il n'y aura qu'un prisme partiel AFCD qui, naturellement, exercera

une pression moindre contre le mur AD. L'objection a trait à l'influence des murs latéraux, portée à croire beaucoup plus grande que dans le cas de M. Darcy. Si l'objection qu'on peut faire à la théorie n'est applicable qu'aux hypothèses d'une section rectangulaire, de même, l'expérience a l'inconvénient de représenter facilement un cas simple et élémentaire d'un phénomène. Si la figure 12 représente la section horizontale de la boîte de M. Darcy, on peut admettre que le mouvement de son contenu est uniforme pour les différentes couches parallèles aux parois. Je pense, au contraire, que la tendance au mouvement est considérablement ralentie auprès des parois par le frottement, de sorte que l'effet maximum est au centre. Au moment où la porte AA' commence à s'ouvrir, les premiers grains qui sortent ne viennent probablement pas des points qui sont en contact avec la surface B'A', mais de quelques points intérieurs CC. L'écoulement étant oblique et curviligne, comme pour un liquide, ou même plus accentuée. Si la porte AA' ne supportera pas la pleine pression, la plus forte pression exercée ainsi le sera celle qui s'exerce sur les extrémités étant au centre. Les pressions aux différents points représentées par des ordonnées, il résultera une courbe $\alpha\beta\alpha'$ (fig. 12), dont l'ordonnée moyenne ne sera qu'une certaine fraction du maximum ou de la pleine pression. Bien plus il peut se faire que ce rapport de l'ordonnée moyenne à l'ordonnée maximum ne varie pas lorsque l'on diminue la longueur AA', et qu'on introduit une paroi intermédiaire (fig. 13), de sorte que la pression totale ne soit pas grandement diminuée, supposant un écoulement de sable très régulier.

Si, au lieu de considérer le phénomène sous son aspect purement réel, on le prend sous son aspect

dra considérer le sable comme arc-bouté contre les murs latéraux, formant lui-même une sorte de voûte AOA' (*fig. 14*), de telle manière qu'il n'y a d'abord qu'une masse limitée $AOA'A$ qui est libre d'agir contre le mur AA' . Le résultat sera le même : de petites pressions en A et A' , et la pression maximum en M . Sans doute, dans cette manière de voir, l'insertion d'une cloison en M semblerait devoir produire une influence plus grande que celle qui est montrée par les expériences de M. Darwin. Cependant je n'ai pas la prétention d'élucider ce point obscur, mais simplement de montrer que les expériences faites avec de petites boîtes semblent donner des phénomènes trop complexes pour pouvoir être utilisés à l'effet de corriger la théorie. Dans le cas d'une masse inclinée DC (*fig. 10*), il semble naturel que la discordance entre la théorie et l'observation soit plus grande que dans le cas d'une masse de niveau, la surface frottante des murs latéraux étant augmentée.

La conclusion à tirer des anomalies indiquées par M. Darwin semble être que, de deux murs, l'un continu, tandis que l'autre est muni d'une série de contreforts intérieurs divisant le sol soutenu jusqu'à une grande profondeur et à des intervalles rapprochés, ce dernier subira une pression beaucoup moindre que le premier (*). Mais, dans l'état actuel de la question, l'un de ces cas n'est connu que par expérience, tandis que l'autre n'est connu que par théorie, circonstances qui rendent très difficile toute tentative de réconciliation entre la théorie et la pratique.

La disposition de l'appareil de M. Darwin, et notamment l'usage du dynamomètre, est très ingénieuse. Le colonel Audé (*Mémorial de l'officier du génie*, vol. IX, 1847) avait imaginé une manière simple d'éviter l'emploi des cordes et

(*) Cette résistance du frottement latéral de la terre est quelquefois utilisée pour la consolidation des talus instables en construisant dans l'intérieur de la masse des murs transversaux perpendiculaires à la surface du talus (Comoy, *Annales des Ponts et Chaussées*, juillet 1875).

et poulies. Il fixait à la porte mobile une pièce de bois avec un bras horizontal équilibré par un contrepoids de sable qui pouvait tomber graduellement par un orifice percé au fond. Au moment de la chute de la porte, il suffisait de peser le sable pour en déduire, par un calcul instantané, la valeur de la poussée. Mais la méthode de

Darwin est certainement plus commode puisqu'elle mesure l'effort produit d'un seul coup, sans exiger aucune pesée.

Les observations qui précèdent sont faites uniquement dans l'espoir que M. Darwin et d'autres expérimentateurs sur ce sujet seront amenés à continuer leurs observations, en faisant varier largement, si c'est possible, les dimensions de leurs appareils de manière à donner plus d'étendue pour la comparaison des expériences et à permettre à la discussion d'apporter plus de lumière dans cette question difficile.

résumé succinct de l'ensemble des recherches et des observations qui précèdent.

L'introduction, par M. Darwin, de ce qu'il appelle « l'élément historique » de la masse de sable, c'est-à-dire du mode de groupement de ses molécules se traduit, au point de vue analytique, par une détermination du poids spécifique et du frottement intérieur de ce sable; et ces éléments sont, comme il l'a reconnu pour le poids spécifique, susceptibles de subir d'importantes variations. M. Boussinesq paraît disposé à admettre que le sinus de l'angle de frottement intérieur d'un même sable varierait proportionnellement à son poids spécifique.

Quoi qu'il en soit, il semble résulter du travail qui précède

que si ces éléments sont mesurés, dans chaque cas particulier, sur un sable ayant exactement le degré de tassement de celui qui est soumis à l'expérience, les formules de M. Boussinesq fournissent alors la poussée avec une grande approximation.

Toutefois, on doit reconnaître que cet accord de la théorie et de l'expérience n'a été vérifié que dans des limites peu étendues, et que, comme le dit M. Darwin, les données expérimentales manquent sur la question. Il serait donc bien à désirer que ce savant ingénieur voulût bien poursuivre les recherches intéressantes dont il vient d'être rendu compte en faisant varier largement les dimensions des appareils employés afin de donner, comme l'indique M. Gaudard, plus d'étendue aux expériences.

La concordance remarquable constatée entre les résultats de l'observation et ceux de la théorie est, ce me semble, de nature à stimuler le zèle des Ingénieurs et à les engager à entreprendre, sur cette difficile question, des expériences variées tant par les dimensions et la forme des appareils que par la nature des matériaux désagrégés dont ils observeraient la poussée.

Paris, le 2 août 1883.

Depuis que ce qui précède a été écrit, M. l'Ingénieur en chef Gobin a publié dans les *Annales des Ponts et Chaussées* (août 1883) un long Mémoire sur la poussée des terres dans lequel il signale des discordances entre les faits qu'il a observés et les théories de Rankine et de M. Boussinesq.

Bien que j'aie contribué, dans une certaine mesure, par divers articles antérieurs, insérés aux *Annales*, à faire connaître ces théories aux Ingénieurs, je ne me considère pas comme suffisamment autorisé pour les justifier des prétendues inexactitudes qu'y signale M. Gobin (*).

Cependant, comme il conteste l'explication que j'ai donnée dans le numéro de juin 1882 des *Annales*, du fait expérimental de la caisse vide soutenant un tas de sable, je crois devoir en dire quelques mots.

Supposant *nul* ou *négligeable* le poids de la caisse vide placée sur le sol de manière que son arête antérieure y soit maintenue par un petit obstacle qui l'empêche de glisser sans l'empêcher de pivoter autour d'elle, j'avais dit : « Une poussée horizontale, si faible qu'elle soit, « renverserait la caisse vide en la faisant pivoter autour « de son arête antérieure, tandis que si elle est inclinée, « il suffit pour assurer la stabilité, qu'elle rencontre le sol « en deçà de cette arête. »

M. Gobin trouve que cette affirmation n'est pas exacte.

Je pourrais lui poser les équations d'équilibre de la caisse d'un poids nul, soumise à une poussée latérale : mais je me bornerai à lui demander s'il pense qu'une pareille caisse, placée dans les conditions indiquées, puisse supporter une poussée d'eau, si faible qu'elle soit, c'est-à-dire une poussée manifestement horizontale. (Il est entendu que le poids de la caisse n'étant pas réellement

(*) On peut voir, à ce sujet, l'addition insérée ci-dessus par M. Boussinesq.

nul, les mots « si faible qu'elle soit » ne doivent pas être pris absolument au pied de la lettre.)

S'il admet, ce qu'il peut d'ailleurs vérifier expérimentalement, qu'une poussée produite par l'eau renverserait infailliblement la caisse, il ne peut en expliquer la stabilité sous la poussée du sable que parce que la direction de cette poussée rencontre le sol dans l'étendue de la base d'appui, en deçà de l'arête antérieure, c'est-à-dire par une inclinaison de cette direction sur l'horizontale; ou bien, ce qui revient au même, parce qu'il existe une composante tangentielle de la poussée, ayant, par rapport à l'arête antérieure de la caisse, un moment supérieur à celui de la composante normale.

D'ailleurs, une des principales divergences entre la théorie de M. Gobin et celles des précédents auteurs me semble provenir d'une simple différence dans la définition de la *poussée*.

Alors que l'on désigne ordinairement par ce mot la résultante des actions de la terre sur le mur, M. Gobin l'applique uniquement à l'action horizontale des terres, et il admet l'existence, en dehors de cette action, d'un frottement des terres sur le mur qui modifie les conditions de la stabilité. C'est précisément la composition de ce frottement avec l'action horizontale qui donne une résultante oblique à laquelle on attribue généralement le nom de *poussée*.

Il n'y a pas à insister sur cette équivoque que l'on pourrait reproduire dans la définition de la réaction mutuelle d'un corps solide et d'un plan incliné sur lequel il reposerait, l'inclinaison du plan étant assez faible pour que le corps reste immobile.

Je me bornerai à faire remarquer qu'en résumé, M. Gobin, pour les murs à paroi postérieure verticale, ne fait que reproduire la théorie de Coulomb. L'hypothèse qu'il introduit lorsque le mur a un fruit postérieur, et qui consiste à divi-

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

massif par un plan vertical fictif sur lequel est horizontale, et admettre que la partie comprise entre ce plan et le mur fait partie du massif, a déjà été faite autrefois par Rankine et justifiée dans une certaine mesure par le fait que les terres sur le mur étaient plus grasses sur elles-mêmes. Elle ne peut donc être que la théorie de Coulomb, rendre compte réellement dans le massif soutenu, ce qui est, d'une manière fort satisfaisante, la vérité.

le 8 novembre 1885.

CHRONIQUE.

(Novembre 1883.)

N° 65

Hydrologie. — Sur le prix de revient des grandes dérivations d'eau en Italie et en France.

Note de M. A. DUMONT.

Chargé, ces temps derniers, par M. le Ministre de l'Agriculture, d'une mission dans l'Italie septentrionale, dans le but d'y étudier les canaux d'irrigation si remarquables de cette contrée, j'y ai recueilli un certain nombre de faits qui sont de nature à jeter un jour tout nouveau sur la grande question des irrigations en France. Ces faits sont surtout relatifs au prix de revient des grands canaux.

Personne n'ignore que l'Italie septentrionale est, depuis le moyen âge, la terre classique des irrigations. D'après les statistiques officielles les plus récentes, le débit total des canaux d'irrigation de l'ancien Piémont s'élève à 474 mètres cubes par seconde et la surface arrosée à 542 200^{ha}. En Lombardie, le débit total des canaux s'élève à 360 mètres cubes et la surface arrosée à 680 000^{ha} (y compris la Lombelline). C'est donc un volume total de 834 mètres cubes par seconde utilisé en irrigations, arrosant 1 222 200^{ha}. On comprend les immenses richesses dérivant d'un tel état de choses.

Les travaux exécutés frappent par leur grandeur et leur économie relative. Je ne citerai que les plus récents.

Le canal Cavour, exécuté depuis quelques années seulement, dérive du Pô et de la Dora Baltea un volume de 110 mètres cubes par seconde ; il arrose 160 000^{ha}, il a à son origine les dimensions du canal de Suez, sa longueur est de 82 kilomètres ; en réalité, il n'a pas coûté plus de 40 millions, soit 50 000 francs par kilomètre. Le prix de revient du mètre cube d'eau dérivée par seconde est donc de 365 636 francs seulement. Ce canal a été exécuté en

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

de quatre ans. On projette en ce moment des travaux pour son débit à 130 mètres cubes par seconde, canal subsidiaire au canal Cavour, dérivé de la Dora Baltea depuis peu, présente un débit de 70 mètres cubes par seconde ; il a coûté 375 000 francs par kilomètre.

Le débit actuel des grands canaux d'irrigation de l'Italie présente les chiffres suivants :

Canal Cavour, 110 mètres cubes et bientôt 130 mètres cubes par seconde ; canal subsidiaire, 70 mètres cubes ; canal Cigliano, 60 mètres cubes ; canal Cigiano, 73 mètres cubes ; canal Cigliano, 60 mètres cubes ; canal Cigliano, 60 mètres cubes. Les canaux dont le débit est de 40 mètres cubes à 40 mètres cubes sont très nombreux dans tous les sens. Une dérivation de 60 mètres cubes par seconde, qui a soulevé en France tant d'objections, n'est qu'une œuvre ordinaire.

Dans cet ensemble merveilleux de travaux, l'eau est maintenant utilisée largement au point de vue agricole, mais au point de vue des forces motrices qu'elle peut engendrer, à leur tour, un moyen d'étendre les zones cultivables des plaines qui seraient trop élevées pour être atteintes par les pluies naturelles. C'est ce que, dans mon projet de dérivation du Rhône, j'ai appelé *les hauts services*.

C'est ainsi que, sur la rive escarpée de la Dora Baltea à Turin, on rencontre, sur le flanc du même cours d'eau, des canaux cheminant parallèlement : au bas le canal Cigliano, avec un débit de 16 mètres cubes par seconde, plus haut le canal Cigliano, avec un débit de 60 mètres cubes ; plus haut le canal d'Ivrée, avec un débit de 20 mètres cubes.

Les hauteurs de ces canaux, au-dessus de la Dora Baltea, sont respectivement de 3 mètres, 10 mètres et 31 mètres. Le niveau se trouve enfin à 50 mètres, c'est-à-dire à une hauteur plus haute que le canal d'Ivrée. On a réussi à porter les canaux à ce niveau de la manière suivante.

Un volume de 700 litres par seconde, pris au canal Cigliano, est conduit par un conduit en tôle jusqu'au bord du canal Cigliano, où huit pompes le refoulent jusqu'au sommet du canal Cigliano. Les huit pompes sont actionnées par quatre turbines de 100 chevaux, mises en mouvement par une chute de 6^m,50. L'eau, après avoir passé l'eau du canal de Cigliano dans le canal Cigliano. Après avoir utilisé ainsi la chute de l'eau, cette eau est reprise par le canal inférieur del Rotto et est utilisée pour les irrigations, en sorte que rien n'est perdu et qu'

CHRONIQUE.

tion des coteaux se trouve assurée sur une surface très not

On prépare et l'on discute en ce moment des projets | créer, sur les mêmes principes, un *haut service* capable d'él par machines hydrauliques, sans perte d'eau, un volume de 4 m cubes par seconde. *L'étude de ces faits est de nature à changer redresser les idées qui, jusqu'à ce jour, ont si déplorablement a le développement des irrigations en France.*

Il en résulte clairement que ce n'est que par des dérivat à fort volume, utilisant à la fois l'eau comme agent agricole e chutes, et n'élevant pas le prix de revient du mètre cube d dérivé par seconde à plus de 2 à 3 millions, qu'on peut raiso blement exécuter des canaux d'irrigation. Ce dernier chiffre 3 millions est même excessif et ne doit pas être atteint; | avons dit que, pour le canal Cavour, il est à peine du neuvièm ce chiffre, soit de 363 636 francs.

Mon projet de canal d'irrigation du Rhône à partir de (drien, desservant les deux flancs de la vallée, projet sanctio par la loi de 1879 et affirmé par le concours des intéressés maintient dans ces limites rationnelles : il s'élève, pour un d de 60 mètres cubes par seconde, à 102 millions, soit à 1 700 000 fr par mètre cube dérivé. Quand même, par une majoration ex rée, on évaluerait ce projet à 150 millions, le prix du mètre c dérivé ne ressortirait encore qu'au chiffre acceptable 2 500 000 francs.

C'est donc sans raison qu'on a voulu limiter le débit de canal à 55 mètres cubes, *aujourd'hui surtout que les travaux va exécuter la ville de Genève vont augmenter le débit des ba eaux du Rhône de 60 mètres cubes à 80 mètres cubes* ; c'est enc avec moins de raison qu'on lui a opposé des contre-projets canaux partiels, ou d'élévation d'eau par machines à vapeur, élèveraient à 4 ou 5 millions le prix de revient du mètre c d'eau dérivé : ces contre-projets ont d'ailleurs été repoussés a raison, à cause de leur prix excessif.

Ce n'est qu'en adoptant des principes déjà consacrés en It par une longue expérience, qu'on pourra enfin utiliser ce grand fleuve, pour l'irrigation de sa vallée.

En Italie, en Suisse, en Allemagne, en Autriche, on se pré cupe, avec une très grande activité, de l'utilisation et de la ré larisation des fleuves et des lacs, dans l'intérêt de l'agriculture de l'industrie. La science hydrologique entre, dans ces div pays, depuis quelques années, dans une voie aussi pratique c féconde. (Extrait des Comptes rendus de l'Académie des Scienc

N° 66

Navigation fluviale, touage par cha

Note de M. DUPUY DE LO

Il vient de se faire sur le Rhône une expérience de système de touage qui me paraît résoudre le problème du transport économique des marchandises sur

On sait que ce magnifique cours d'eau, si bien indiqué pour relier l'intérieur de la France à la mer, n'a été cependant jusqu'à ce jour que très peu utilisé pour le transport des marchandises. Cela tient à divers portents à la navigation du Rhône des cours d'eau, à des points, de brusques déplacements de direction, à des roulés, enfin le peu de régularité de la marche, malgré son débit considérable. Même à l'embouchure inférieure à 230 mètres cubes par seconde, et il ne descend à 400 mètres cubes par seconde quand il reçoit l'Isère, de la Drôme, de l'Ardèche et de la

Le lit du Rhône s'améliore certainement par les travaux bien entendus qui s'y exécutent sous la direction des ingénieurs des Ponts et Chaussées; mais, quand ces travaux seront terminés, le Rhône, avec sa différence de niveau entre Lyon et le port Saint-Louis, sur un parcours de 100 mètres, et avec des pentes partielles bien supérieures à la moyenne, restera encore un fleuve trop peu praticable pour passages, pour que la navigation à la remorque des barges, puisse y devenir aussi économique

Tant que les bateaux, porteurs ou remorqueurs, sur le Rhône auront des moteurs prenant leur énergie en fuyant sur le sol avec une vitesse qui, en moyenne, n'est souvent aujourd'hui que 4 mètres par seconde, et qui est même dans ces passages inférieurs à 9 kilomètres par heure), il sera nécessaire d'employer de trop grandes puissances motrices: telles que les roues à aubes qu'un habile entrepreneur M. Bonnardel, fait fonctionner sur ce fleuve avec une habileté et une verve, malgré la concurrence du chemin

Nonobstant ce succès relatif, il y a le plus grand intérêt à prendre le point d'appui d'un remorqueur à la remonte du Rhône, sur le fond ou sur les rives du fleuve.

Le touage au moyen d'une chaîne élongée sur le lit du Rhône, d'un bout à l'autre de son long parcours, rencontrerait des obstacles presque insurmontables, provenant de la mobilité du fond où cette chaîne serait trop souvent engagée sous des amas de graviers.

En outre, lors même qu'on trouverait moyen de vaincre cette grosse difficulté, la force nécessaire à cette chaîne pour haler un convoi de bateaux à la remonte, contre un courant si rapide, devrait être nécessairement bien plus considérable que sur les fleuves à courant modéré. Par exemple, pour une même vitesse de remonte, il faudrait lui donner au moins dix fois plus de force qu'à celle employée avec succès sur la Seine. Il faudrait donc, dès le début d'une entreprise de halage par chaîne noyée dans le Rhône, immobiliser un capital hors de proportion avec le trafic qu'on pourrait espérer dans les premières années.

En dehors du halage par chevaux ou mulets, un seul système de touage fonctionne aujourd'hui sur le Rhône : c'est celui des remorqueurs à grappins. Ce système consiste dans l'emploi d'une lourde roue portée à l'extrémité inférieure d'un balancier oblique articulé sur le bateau toueur, ce qui permet à cette roue de s'appliquer sur le fond, en montant ou descendant suivant la profondeur de l'eau. Cette roue agit ainsi sur le lit du fleuve au moyen de grandes et fortes dents en acier qui s'accrochent au sol, en le labourant parfois profondément. Mais, dès que le lit du fleuve est trop mou, trop dur ou trop profond, cette roue-grappin fonctionne mal et donne lieu à des embarras nombreux, ainsi qu'à de fréquentes avaries. Ces inconvénients, joints à la perte considérable sur le travail moteur employé en grande partie à labourer le fond, empêchent l'usage de ces grappins de se développer.

Depuis bien des années, j'avais exprimé la conviction que le procédé de touage le plus pratique sur le Rhône serait le touage par chaîne sans fin.

Dans ce système, on n'a à se préoccuper de la nature du fond qu'au point de vue du coefficient de l'adhérence de la chaîne sur le sol, adhérence qui sert de point d'appui. Les profondeurs peuvent varier dans de larges limites. L'usure de la chaîne est une dépense qui n'est pas relativement considérable ; enfin le capital à immobiliser peut se proportionner au trafic existant et s'accroître seulement lorsqu'on est conduit à multiplier le nombre des remorqueurs.

En présence de ces avantages, dont l'évidence est frappante, il y avait lieu de s'étonner de ce que ce mode de touage, proposé depuis longtemps par diverses personnes, n'ait jamais été sérieusement employé. On pouvait se demander si quelques graves inconvénients, inhérents à l'idée elle-même, avaient arrêté les auteurs de ces projets.

Ma conviction était que leur abandon devait surtout tenir à un défaut d'étude suffisante pour les détails d'installation sans la solution desquels le problème n'est pas résolu.

Les dispositions générales que je préconisais consistent dans l'emploi d'un toueur muni de l'avant à l'arrière, sur chacun de ses flancs, d'une chaîne sans fin, suffisamment lourde, plongeant dans l'eau à l'avant, reposant sur le fond et remontant à l'arrière, soutenue alors dans toute sa partie supérieure sur des rouleaux portés par le bateau, les deux rouleaux extrêmes étant placés en saillie, l'un à l'avant, l'autre à l'arrière. En faisant tourner par la machine un des rouleaux de soutien, muni à cet effet d'empreintes de caëbestan, on fait mouvoir la chaîne que le poids de sa partie portant sur le fond empêche de glisser, et le toueur se meut avec une vitesse égale au mouvement de ses chaînes. Celle de chaque bord étant actionnée par une machine indépendante, on gouverne en faisant mouvoir plus ou moins vite l'une ou l'autre. Les chaînes doivent d'ailleurs être disposées de façon que, pour les plus grandes profondeurs, le poids reposant sur le sol détermine une adhérence supérieure à l'effort à vaincre pour le remorquage du toueur et de son convoi.

Mon ancien collaborateur au Ministère de la Marine, M. Zédé, directeur des constructions navales, qui partageait toutes mes idées à cet égard, me proposa dernièrement de reprendre l'étude de cette question et de faire une expérience sur une échelle assez large pour mettre hors de doute la valeur du système. C'est de cette expérience, qui a pleinement réussi, que j'ai cru utile d'entretenir l'Académie aussi brièvement que possible.

L'appareil d'étude de propulsion par chaîne sans fin qu'il s'agissait d'expérimenter a été établi sur un de ces chalands connus sur le Rhône sous le nom de *pénelles*; ses dimensions étaient: longueur 33 mètres, largeur 7^m,50, creux 2^m,10.

Sur les flancs, de bout en bout, ont été disposées, dans les conditions exposées ci-dessus, deux fortes chaînes de navires pesant 46 kilogrammes le mètre courant. Chacune d'elles était actionnée par une locomobile de la force de 15 chevaux, les deux machines

étant complètement indépendantes, mais les leviers des robinets de vapeur étant disposés de façon à pouvoir être manœuvrés simultanément par un seul homme. L'installation des rouleaux support, l'engrenage de la roue à empreintes, enfin tous les détails avaient été soigneusement étudiés.

Un premier essai fait en rade de Port-de-Bouc, en eau calme mais avec des profondeurs très variables, démontra tout d'abord qu'au moyen des chaînes on faisait gouverner la pénelle avec plus grande facilité et la précision la plus absolue. Dès qu'on donnait à une des chaînes un peu plus de vitesse qu'à l'autre, la pénelle abattait immédiatement du côté du ralentissement, se redressait à volonté, enfin suivait avec une docilité parfaite le tracé le plus sinueux.

Mais, dans les évolutions à court rayon, la direction des chaînes étant alors trop oblique par rapport aux rouleaux extrêmes, les chaînes eussent été exposées à décapeler; aussi, pour empêcher cet effet de se produire, avait-on disposé des rouleaux horizontaux formant guides pour les bouts des chaînes montant et descendant.

Passant alors sur le Rhône, on a reconnu, en abordant les grands courants, combien était indispensable aussi une autre disposition, qui avait été prise à l'avance, à l'effet de régler suivant la profondeur du fond la longueur de la partie de la chaîne immergée.

En effet, si cette longueur est trop courte, la chaîne ne peut plus assez sur le lit du fleuve et elle glisse; si elle est trop longue elle forme des paquets sur le sol en redescendant à l'avant, et, ensuite, lorsqu'on veut gouverner, le bateau est bien tenu à l'arrière par des chaînes tendues, mais, à l'avant, la longueur de chaîne excédant produit des abattées exagérées sur le bateau pris obliquement par le courant.

Dans cette prévision, voulant pouvoir régler la chaîne, on avait placé les deux rouleaux de l'avant sur un chariot mobile à volonté pour les éloigner ou les rapprocher des rouleaux de l'arrière. Ces déplacements étaient d'ailleurs assez restreints; car ainsi qu'on s'est rendu compte facilement, il suffit, pour compenser la différence de profondeur, d'un mouvement du chariot moitié de cette différence.

La longueur de la chaîne et la course du chariot avaient été réglées de façon à pouvoir naviguer par des profondeurs variant de 1 mètre à 6^m,50.

Des essais préliminaires avaient permis de se rendre compte de la valeur de la résistance à la marche de la pénelle, avec tel vite-

contre tels ou tels courants; d'autres ex-
 que le coefficient de frottement des chaînes
 suivant la nature de ce fond, de 83 à 12
 chaîne dans l'air. On avait donc pu calculer
 les courants ainsi que la pente du
 fleuve, que le bateau devait pouvoir remonter
 facile, fixée à 4 kilomètres par heure. On
 pour un courant de 3 mètres par seconde
 30 centimètres par kilomètre, les chaînes
 glisser sur le fond.

L'expérience a pleinement confirmé l'attente.
 En abordant des courants de plus en plus
 franchi facilement un passage où la vitesse
 5 mètres et où la pente était de 73 centimètres
 des fonds variant brusquement de 6^m,50
 volonté au milieu de ce courant violent, on
 gouvernant avec la plus rigoureuse précision
 du Rhône qui dirigeait le bateau, et qui a
 son peu de foi dans le mode de traction
 étonné des résultats et a été ensuite le plus
 stants. Il s'est montré frappé surtout de
 présentait le nouveau procédé dans les conditions
 desquels on éprouve les plus vives préoccupations
 roulements actuels, la moindre avarie de machine
 coup de barre pouvant les compromettre.

Ces résultats sont la conséquence des
 détails qui ont été pris, notamment :

1° L'emploi de deux chaînes sans fin latérales
 machines indépendantes, maniées par un gouverneur
 ainsi pour gouverner ;

2° L'emploi de chaînes d'une longueur
 bien calculé en vue de la force de traction ;

3° Les rouleaux directeurs empêchant les
 descendants de la chaîne sans fin de dévier
 le support arrière et avant lors des évènements
 rayons ;

4° Le moyen d'embrayer le moulin de la
 profondeur de l'eau diminue et d'accroître la
 immergée quand la profondeur d'eau augmente ;

L'ensemble de ces détails est d'une importance
 aux que j'attribue sans hésitation le succès.

C'est probablement par l'absence de ces solutions que l'on doit expliquer l'état de stérilité dans lequel était restée l'idée du touage en chaîne sans fin présentée il y a plus de quarante ans.

Le problème de l'application de ce mode de touage paraît maintenant résolu sur le plus difficile des fleuves, sur le Rhône, et par conséquent, *à fortiori*, sur les autres fleuves à courant modéré.

Il y a là d'intéressantes applications à faire pour les transports par eau à petite vitesse, avec une économie qui permettra de mettre en mouvement bien des éléments de richesses agricoles et industrielles aujourd'hui immobilisés, en raison du rapport trop élevé de leur poids à leur valeur.

(Extrait des Comptes rendus de l'Académie des Sciences.)

10

11

12

13

14

15

§ 2. — BASES DES CALCULS. — FORMULES APPLIQUÉES.

Les données numériques que nous avons prises pour point de départ de notre étude sont contenues :

Pour la *France*, dans les publications statistiques Ministère des Travaux Publics ;

Pour l'*Allemagne*, l'*Autriche*, la *Hongrie*, dans la statistique du *Verein (Union)* des chemins allemands ;

Pour la *Belgique*, dans le rapport annuel publié par Ministère belge sur les résultats d'exploitation des chemins de fer de l'État belge.

Dans les *Annales des Ponts et Chaussées* de 1875 nous avons indiqué des formules pour le calcul du prix de revient du transport d'un voyageur et d'une tonne à la distance de 1 kilomètre, et nous avons appliqué ces formules aux résultats de l'exploitation des lignes de la Société autrichienne des chemins de fer de l'État.

Dans le cours de ce travail, afin de pouvoir nous servir des chiffres établis par les soins des Ministères et des Compagnies de chemins de fer, nous avons été obligé de nous appuyer sur quelques-unes des conséquences auxquelles nous sommes arrivé dans l'étude spéciale, citée plus haut, que nous avons faite des résultats de l'exploitation de la Société autrichienne I. R. P. des chemins de fer de l'État. Ces conséquences peuvent, sans erreur sensible, être appliquées aux chemins de fer français. Nous ne ferons qu'énumérer en renvoyant pour plus de détails au même ouvrage dans lequel elles sont démontrées (*).

1° À égalité de poids, le transport des voyageurs coûte dix fois plus que le transport des marchandises à la même vitesse (**).

(*) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1875, 2^e semestre t. X.

(**) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1875, 2^e semestre t. X, p. 461.

2° Le poids moyen d'un voyageur, avec les bagages qui sont transportés gratuitement avec lui, est supposé égal à tonne 0,1 ; dans ce poids de 0^t,1 du voyageur sont compris celui des bagages de peu de volume qu'il emporte avec lui dans les voitures, ainsi que le poids moyen de bagages inférieur ou au plus égal à 30 kilogrammes que le voyageur fait enregistrer, et pour le transport duquel il n'a à payer aucun supplément du prix de sa place. Le poids de ces deux catégories de bagages, pour lesquelles il n'est perçu aucune taxe, augmentent d'autant le poids du voyageur à transporter par le chemin de fer, qui n'a d'autre rémunération pour le transport du voyageur et de ces deux sortes de bagages que le prix de la place du voyageur.

Ces deux règles combinées permettent de formuler le principe suivant qui a été adopté dans le calcul des prix de revient : Le transport d'un voyageur à 1 kilomètre coûte autant que celui d'une tonne de marchandises de petite vitesse à 1 kilomètre.

Peut-être, eu égard à la nature spéciale du trafic des chemins de fer français, cette dernière règle donne-t-elle pour le prix de revient du transport d'un voyageur à 1 kilomètre un chiffre un peu trop fort ou un peu trop faible suivant le réseau qu'on étudiera ; dans tous les cas, l'erreur est très faible ; il ne peut s'agir que de quelques dix milles. Par suite, le prix de revient du transport d'une tonne nette à 1 kilomètre devient un peu trop faible ou un peu trop fort ; mais, nous le répétons, les différences qui résultent de là sont négligeables ; car par le fait même de l'organisation des services de l'exploitation et de la comptabilité, il n'est pas possible d'établir mathématiquement les prix de revient du transport des voyageurs et ceux du transport des marchandises, et par conséquent, il ne peut être question ici que de chiffres établis avec une très grande approximation, et qui dans la pratique seront largement suffisants.

§ 3. — PRIX DE REVIENT DU TRANSPORT D'UNE TONNE DE MARCHANDISES DE PETITE VITESSE A 1 KILOMÈTRE.

Tous les transports de voyageurs, de messageries, de grande et de petite vitesse effectués par une administration de chemins de fer dans le courant d'un exercice sont à transformer en transports équivalents de tonnes kilométriques de petite vitesse.

Pour les voyageurs, on appliquera la règle formulée à la fin du paragraphe précédent : le prix de revient du transport d'un voyageur à 1 kilomètre est égal à celui du transport d'une tonne de marchandises de petite vitesse à 1 kilomètre.

Pour le transport de la messagerie, des bagages, des bestiaux et des accessoires de la petite vitesse, on obtiendra le tonnage kilométrique correspondant en marchandises de petite vitesse, en calculant un chiffre qui soit au tonnage kilométrique effectif de la petite vitesse, dans le rapport de la somme des recettes de la messagerie, de la grande vitesse et des accessoires de la petite vitesse, à la recette de la petite vitesse. Trois de ces données sont contenues dans les documents de statistique cités plus haut ; le chiffre cherché est le quatrième terme d'une proportion géométrique dont les trois données en question constituent les trois autres termes.

Quant au tonnage kilométrique effectif de la petite vitesse, il est indiqué dans les publications statistiques du Ministère des Travaux Publics.

On peut donc déterminer d'un côté le nombre de tonnes kilométriques de petite vitesse équivalant à l'ensemble des transports d'un réseau de chemin de fer pendant une année déterminée ; d'un autre côté, on connaît les dépenses

d'exploitation (*), ainsi que celles d'intérêt et d'amortissement du capital de construction (**).

Il est facile ensuite de trouver le prix de revient.

Les calculs ont donné les résultats suivants sur l'ensemble des réseaux de l'État et des six grandes Compagnies.

ANNÉES.	RÉSEAUX RÉUNIS.			
	Longueur exploitée.	Prix de revient de transport d'une tonne nette kilométrique P.V.		
		Exploitation.	Intérêt et amortissement.	Total.
1872	Milom. 16 286	centimes 2, 80	centimes 2, 78	centimes 5, 58
1873	16 590	2, 94	2, 73	5, 67
1874	17 183	2, 95	2, 86	5, 81
—	—	—	—	—
1879	21 120	2, 91	2, 81	5, 72
1880	21 709	2, 80	2, 57	5, 37
1881	22 540	2, 76	2, 51	5, 27

Le prix de revient total du transport d'une tonne de marchandises à 1 kilomètre varie de 5^e,81, en 1874, à 5^e,27 en 1881. Le prix de revient va en augmentant dans la période de 1872 à 1874, et en décroissant dans la période de 1879 à 1881.

(*) Les dépenses d'exploitation comprennent celle de réfection et de renouvellement de la voie et du matériel roulant.

(**) Les dépenses d'intérêt et d'amortissement qui entrent dans les calculs sont celles figurant dans les résumés publiés par le Ministère des Travaux Publics, et dans lesquels ces dépenses sont calculées en prenant 5 et demi p. 100 du capital de construction dépensé par les Compagnies, 4 et demi du capital de rachat, de construction et de parachèvement du réseau de l'État.

La dépense d'exploitation par tonne kilométrique est également maxima en 1874 et minima en 1881.

La règle que les dépenses d'intérêt et d'amortissement du capital doublent le prix de revient des transports par chemins de fer est presque mathématiquement vérifiée en 1872, où l'on a 2°,80 et 2°,78 pour les prix de revient respectifs de l'exploitation et de l'intérêt et amortissement du capital. On constate, néanmoins, qu'il existe dans ces dernières années un certain écart entre ces deux prix de revient, et cet écart est maximum en 1881 et égal à 0°,15.

Si au lieu de ne prendre que les réseaux de l'État et des six grandes Compagnies françaises, on considère l'ensemble du réseau d'intérêt général de la France, et qu'on compare le prix de revient du transport d'une tonne kilométrique de petite vitesse sur ce réseau d'intérêt général avec le prix de revient sur l'ensemble du réseau allemand et austro-hongrois, on arrive aux résultats du tableau suivant :

ANNÉES.	INDICATION DES DONNÉES.	ALLEMAGNE.	AUTRICHE-HONGRIE.	FRANCE.
1879	Longueur moyenne exploitée.	31.994 ^k	17.913 ^k	22.249 ^k
	Prix de revient { Exploitation.	2,93°	3,60°	2,92°
	par tonne { Intérêt et amortissement..	3,16°	4,91°	3,43°
	et par kilomètre. { Total.	6,09°	8,51°	6,35°
1880	Longueur moyenne exploitée.	32.879 ^k	18.065 ^k	23.089 ^k
	Prix de revient { Exploitation.	2,89°	3,66°	2,82°
	par tonne { Intérêt et amortissement..	3,15°	4,94°	3,15°
	et par kilomètre. { Total.	6,04°	8,60°	5,95°
1881	Longueur moyenne exploitée.	33.406 ^k	18.124 ^k	24.249 ^k
	Prix de revient { Exploitation.	2,83°	3,42°	2,80°
	par tonne { Intérêt et amortissement..	3,11°	4,60°	3,09°
	et par kilomètre. { Total.	5,94°	8,02°	5,89°

Il résulte des données de ce tableau qu'en Allemagne et en France le prix de revient du transport d'une tonne à

1 kilomètre a suivi, de 1879 à 1881, une tendance à l'abaissement, et s'est abaissé, en Allemagne, de 5°,94 (1881), et en France, sur le réseau d'Alsace-Lorraine, de 6°,35 (1879), à 5°,89 (1881). En Autriche-Hongrie, le prix de revient d'une tonne à 1 kilomètre est supérieur au prix de revient allemand. On verra aussi plus loin que le tarif allemand est d'environ un tiers supérieur aux tarifs français.

En comparant seulement les prix de revient de l'exploitation dans les trois pays, on constate que, en France les prix de revient de l'exploitation kilométrique sont presque les mêmes qu'en Allemagne.

EN ALLEMAGNE.

1879	2°,93
1880	2°,89
1881	2°,83

En Autriche-Hongrie, au contraire, le prix de l'exploitation s'est élevé, en 1879, à 3°,60, et a atteint, en 1881, 3°,83, c'est-à-dire qu'il est d'environ 30 p. 100 plus élevé qu'en France et en Allemagne.

Sur le réseau belge (chemins de fer de l'Etat), le prix de revient de l'exploitation a atteint, en 1881, 2°,83, c'est-à-dire qu'il est d'environ 30 p. 100 plus élevé qu'en France et en Allemagne.

en 1879	2°,93
en 1880	2°,89

Ces prix de revient sont à comparer avec ceux de l'ensemble des réseaux allemands, qui sont, en 1879, de 2°,93, et en 1880, de 2°,89.

§ 4. — PRIX DE REVIENT DU TRANSPORT SUR L'ANCIEN ET LE NOUVEAU RÉSEAU.

La recherche du prix de revient sur l'ancien et le nouveau réseau donne lieu aux résultats indiqués dans les tableaux ci-après. Le réseau de l'État a été rangé dans le nouveau réseau dont il se rapproche beaucoup plus que de l'ancien par la nature de ses lignes et l'importance de son trafic.

ANNÉES.	ANCIEN RÉSEAU.			
	Longueur exploitée.	Prix de revient du transport d'une tonne nette kilométrique P.V.		
		Exploitation.	Intérêt et amortissement.	Total.
1872	kilom. 9 093	centimes 2,58	centimes 2,08	centimes 4,66
1873	9 208	2,67	2,05	4,72
1874	9 208	2,66	2,13	4,79
—	—	—	—	—
1879	9 706	2,50	2,10	4,60
1880	9 916	2,42	1,92	4,34
1881	10 163	2,40	1,86	4,26

De 1872 à 1874, le prix de revient du transport d'une tonne à un kilomètre a augmenté de 4°,66 à 4°,79; tandis que de 1879 à 1881, il a diminué de 4°,60 à 4°,26. Le prix de revient de l'exploitation est de 25 p. 100 supérieur à celui de l'intérêt de l'amortissement.

Sur le nouveau réseau, au contraire, on obtient les chiffres suivants :

ANNÉES.	NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.			
	Longueur exploitée.	Prix de revient du transport d'une tonne nette kilométrique P.V.		
		Exploitation.	Intérêt et amortissement.	Total.
	kilom.	centimes	centimes	centimes
1872	7 193	5,61	5,42	9,03
1873	7 382	3,93	5,28	9,21
1874	7 975	3,96	5,49	9,45
—	—	—	—	—
1879	11 424	4,18	5,05	9,21
1880	11 793	3,98	4,60	8,58
1881	12 177	3,89	4,50	8,39

Les chiffres des deux tableaux qui précèdent accentuent encore le résultat déjà signalé de l'augmentation du prix de revient de 1872 à 1874, et de la diminution de ce prix de revient pendant la période de 1879 à 1881.

Les maxima correspondent à l'année 1874, et sont, pour le prix de revient total, de 4^c,79, sur l'ancien réseau, et de 9^c,45, sur le nouveau réseau. Les minima sont les prix de revient de l'année 1881, et s'élèvent, à 4^c,26, sur l'ancien réseau, et à 8^c,39, sur le nouveau.

La dépense d'exploitation par tonne kilométrique de marchandises a varié, sur l'ancien réseau, de 2^c,67 en 1873, à 2^c,40, en 1881, soit une diminution de un quart de centime, et sur le nouveau réseau de 4^c,18 en 1879, à 3^c,89 en 1881.

La dépense d'exploitation par tonne kilométrique est en moyenne de 60 p. 100 plus élevée sur le nouveau réseau que sur l'ancien. Quant à la dépense d'intérêt et d'amortissement par tonne kilométrique de marchandises, elle est en moyenne d'environ 150 p. 100 plus élevée sur le nouveau réseau que sur l'ancien.

L'ancien réseau accuse une dépense d'exploitation par tonne kilométrique supérieure à la dépense correspondante d'intérêt et d'amortissement; le fait inverse se produit sur le nouveau réseau.

ANCIEN RÉSEAU.	PRIX DE REVIENT TOTAL du transport d'une tonne nette kilométrique.					
	1872	1873	1874	1879	1880	1881
	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes
Nord.	4,43	4,36	4,68	4,19	4,04	4,17
Est.	4,51	4,36	4,29	4,46	3,94	3,82
Ouest.	5,10	5,27	5,23	5,06	4,62	4,59
Orléans.	4,19	4,25	4,24	4,13	3,90	3,65
P.-L.-M.	4,88	4,91	4,97	4,82	4,61	4,51
Midi.	4,92	4,69	4,75	4,64	4,30	4,21

Les indications du tableau qui précède permettent de dire que sur l'ancien réseau, la Compagnie de l'Ouest a le prix de revient le plus élevé, et que la Compagnie d'Orléans a le prix de revient le plus faible; le maximum est de 5^c,27, en 1873, sur l'ancien réseau de l'Ouest, et le minimum de 3^c,65, en 1881, sur l'ancien réseau de la Compagnie d'Orléans.

On constate pour toutes les grandes Compagnies, sauf pour le Nord, une assez sensible diminution du prix de revient de 1879 à 1881. Cette diminution du prix de revient total atteint :

0^c,64 sur l'ancien réseau de l'Est,
0^c,48 d' d'Orléans,
0^c,47 d' de l'Ouest.

Cette notable diminution du prix de revient total de

Si l'on compare les prix de revient maximum et minimum de l'ancien et du nouveau réseau, on arrive aux chiffres suivants dans la période de 1879 à 1881 :

ANCIEN RÉSEAU.	NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.
Minimum.. 3°,65 (Orléans 1881),	6°,25 (Nord 1879),
Maximum.. 5°,06 (Ouest 1879),	12°,62 (P.-L.-M. 1879).

en résulte que le prix de revient du transport d'une tonne nette à 1 kilomètre, sur le nouveau réseau, dépasse de 1 p. 100 à 140 p. 100 le prix de revient sur l'ancien réseau, et en moyenne, on peut dire que le prix de revient sur le nouveau réseau est à peu près double de celui de l'ancien réseau.

Sur l'ensemble des lignes du nouveau réseau, le prix de revient du transport d'une tonne de marchandises à 1 kilomètre a augmenté de 1872 à 1874, de 9°,03 à 9°,45; mais que de 1879 à 1881, ce prix de revient a diminué de 8°,21 à 8°,39.

La détermination du rapport qui existe, sur le nouveau réseau, entre le prix de revient de l'exploitation et le prix de revient de l'intérêt et de l'amortissement amène les conclusions suivantes : de 1872 à 1874, le prix de revient de l'exploitation et de l'amortissement est de 40 p. 100 supérieur à celui de l'exploitation; de 1879 à 1881, la différence entre les deux prix de revient n'est plus que de 17 p. 100.

Le calcul appliqué aux résultats de l'exploitation du nouveau réseau de l'État et des anciens et nouveaux réseaux de chacune des six grandes Compagnies conduit aux chiffres du tableau suivant dans lequel sont contenus, pour les deux périodes de 1872 à 1874 et 1879 à 1881, les prix de revient de l'exploitation et ceux de l'intérêt et de l'amortissement relatifs au transport de marchandises de petite vitesse à 1 kilomètre.

ANNÉES.	PRIX DE RE du transport d'une tonne P			
	Nord.	Est.	Ouest.	Orléans.

ANCIEN RÉSEAU.				
	centimes	centimes	centimes	centimes
1872	2,71	2,86	2,96	2,49
1873	2,68	3,49	3,09	2,48
1874	2,86	3,01	3,06	2,42
1879	2,46	3,03	3,05	2,49
1880	2,40	2,69	2,80	2,36
1881	2,52	2,65	2,69	2,22
1872	1,72	1,29	2,14	1,70
1873	1,68	1,17	2,18	1,77
1874	1,82	1,28	2,18	1,82
1879	1,73	1,43	2,01	1,64
1880	1,64	1,25	1,82	1,54
1881	1,65	1,19	1,90	1,43

NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.				
1872	2,80	3,49	3,96	3,35
1873	2,99	4,01	4,69	3,25
1874	3,04	3,89	4,64	3,48
1879	2,88	3,83	5,23	3,86
1880	3,58	3,43	5,14	3,34
1881	3,56	3,50	4,95	3,05
1872	3,66	4,22	6,26	5,80
1873	3,56	3,90	6,61	5,87
1874	3,76	4,22	5,88	5,87
1879	3,57	3,83	5,28	5,46
1880	3,54	3,24	4,88	4,94
1881	3,30	3,43	4,74	4,63

Le principal résultat qui découle des chiffres du tableau précédent est la notable diminution, dans la période des trois dernières années, non seulement du prix de revient de l'exploitation, mais aussi de celui de l'intérêt et de l'amortissement du capital. Le transport d'une unité à 1 kilomètre a coûté moins cher dans cette période, et surtout en 1881, que dans la période de 1872 à 1874.

Dans les deux périodes étudiées, sur l'ancien réseau, la Compagnie d'Orléans a le plus faible prix de revient; il est descendu jusqu'à 2^c,22 en 1881. Le prix de revient le plus élevé sur l'ancien réseau a été, dans la période de 1879 à 1881, de 3^c,05 sur le réseau de l'Ouest, en 1879, et dans la période de 1872 à 1874, de 3^c,19, en 1873, sur l'ancien réseau de l'Est.

Les dépenses d'intérêt et d'amortissement sont les plus faibles par unité de transport sur l'ancien réseau de l'Est, et les plus élevées sur l'ancien réseau de P.-L.-M.

Le prix de revient de l'exploitation par tonne kilométrique a varié, sur le nouveau réseau, de 1879 à 1881, de 2^c,88 (Nord 1879), à 5^c,23 (Ouest 1879). Ces prix de revient minimum et maximum sont respectivement de 30 p. 100 et 70 p. 100 supérieurs aux prix de revient maximum et minimum de l'ancien réseau, pendant la même période de 1879 à 1881.

Sur le nouveau réseau, le prix de revient maximum de l'intérêt et de l'amortissement, de 1879 à 1881, est de 7^c,95 (P.-L.-M. 1879), et le prix de revient minimum de 3^c,24 (Est 1880). Les prix de revient correspondant maximum ou minimum s'élèvent, sur l'ancien réseau à 2^c,54 (P.-L.-M. 1879), et à 1^c,19 (Est 1881). Les prix de revient et de l'amortissement sont de 172 p. 100 à 213 p. 100 plus élevés sur le nouveau réseau que sur l'ancien.

Il peut être utile de connaître comment la dépense d'exploitation par tonne et par kilomètre se répartit entre les divers services de l'exploitation, à savoir : administra-

tion, exploitation, voie, matériel et traction. Nous indiquons dans le tableau suivant comment se fait cette répartition de la dépense pendant les années 1879, 1880 et 1881.

ANNÉES.	DÉPENSE D'EXPLOITATION PAR TONNE P.V. ET PAR KILOMÈTRE.				
	Administration.	Exploitation.	Voie.	Matériel et traction.	Total.
ANCIEN RÉSEAU.					
1879	centimes 0, 23	centimes 0, 85	centimes 0, 54	centimes 0, 88	centimes 2, 50
1880	0, 21	0, 85	0, 49	0, 87	2, 42
1881	0, 22	0, 86	0, 47	0, 85	2, 40
NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.					
1879	0, 50	1, 15	1, 16	1, 37	4, 18
1880	0, 48	1, 13	1, 08	1, 29	3, 98
1881	0, 41	1, 15	1, 07	1, 26	3, 89

Sur l'ancien réseau, les dépenses d'administration représentent environ 9 p. 100 du prix de revient du transport de la tonne kilométrique ; les dépenses de la voie atteignent 20 p. 100 de la dépense totale d'exploitation par tonne kilométrique. Le service d'exploitation proprement dite et le service du matériel et de la traction entrent, le premier, pour 35 p. 100, et le deuxième, pour 36 p. 100 dans les dépenses d'exploitation par tonne kilométrique de marchandises.

Les dépenses d'exploitation par tonne kilométrique sur le nouveau réseau, se répartissent comme il suit entre les divers services :

Administration	12 p. 100
Exploitation	28 » »
Voie	27 » »
Matériel et traction.	33 » »

§ 5. — TARIFS MOYENS PERÇUS POUR LE TRANSPORT DES VOYAGEURS ET DES MARCHANDISES.

Après avoir évalué les prix de revient des transports par chemins de fer, il faut chercher quels ont été les tarifs moyens perçus par voyageur et par tonne transportés à un kilomètre. Le tarif moyen perçu, représentant la recette moyenne par voyageur ou par tonne et par kilomètre, permettra d'établir le bénéfice ou la perte faite par l'administration du chemin de fer par voyageur et par tonne qu'elle aura transportés à 1 kilomètre.

En prenant l'ensemble des réseaux des six grandes Compagnies et de l'État, on obtient les tarifs moyens consignés au tableau suivant :

ANNÉES.	RÉSEAUX RÉUNIS ET ÉTAT		ANNÉES.	RÉSEAUX RÉUNIS ET ÉTAT	
	Tarif moyen perçu par			Tarif moyen perçu par	
	voyageur kilométrique.	tonne kilométrique.		voyageur kilométrique.	tonne kilométrique.
1872	centimes 5,31	centimes 5,79	1879	centimes 5,18	centimes 5,92
1873	5,32	5,78	1880	5,05	5,90
1874	5,33	5,83	1881	5,00	5,82

Le tarif moyen perçu par voyageur kilométrique va en diminuant dans la période de 1879 à 1881; il en est également ainsi pendant la même période, du tarif moyen perçu pour la petite vitesse.

Il y a néanmoins cette différence entre le tarif moyen perçu pour les voyageurs et le tarif moyen perçu pour les marchandises que, dans la période de 1872 à 1874, le tarif moyen perçu pour les voyageurs est supérieur à celui de la période de 1879 à 1881; tandis que de 1879 à 1881 le tarif moyen perçu par tonne de marchandises était supérieur à celui de la période de 1872 à 1874. Il en résulte, qu'après 1874, il y a eu une augmentation du tarif perçu pour les marchandises, et que, pour les voyageurs, au contraire, il y a eu une diminution constante du tarif moyen perçu par kilomètre.

Si l'on considère séparément l'ancien et le nouveau réseau, on arrive aux chiffres ci-après :

ANNÉES.	TARIF MOYEN PERÇU PAR			
	Voyageur kilométrique		Tonne kilométrique	
	ancien réseau.	nouveau réseau et Etat.	ancien réseau.	nouveau réseau et Etat.
1872	centimes 5,44	centimes 4,88	centimes 5,79	centimes 5,85
1873	5,44	4,94	5,77	5,82
1874	5,46	4,93	5,81	5,92
—	—	—	—	—
1879	5,50	4,88	5,83	6,18
1880	5,17	4,74	5,82	6,15
1881	5,12	4,69	5,76	6,04

Les chiffres du tableau qui précède montrent que l'augmentation du tarif moyen perçu pour la petite vitesse, dont il vient d'être question, s'est surtout produite sur le nouveau réseau, dans lequel nous avons compris le réseau de l'État.

De 1872 à 1874, le tarif moyen des voyageurs est resté sans variations sur l'ancien réseau, et n'a été modifié que

— PRIX DES TRANSPORTS. 561

au réseau; de 1879 à 1881, au
es voyageurs a baissé de 5°,30
le 3 p. 100 sur l'ancien réseau,
4 p. 100 environ sur le nouveau

sur l'ancien réseau aussi bien
ur les marchandises diminuent

par voyageur et par kilomètre
l'ancien réseau au tarif moyen
se se produit pour le tarif perçu
et par kilomètre.

es moyens perçus sur l'ancien et
et encore de formuler les con-

par voyageur kilométrique sur
100 supérieur au tarif moyen
u.

par tonne de marchandises et
seau est inférieur de 1,5 p. 100,
100 de 1879 à 1881, au tarif
nouveau réseau.

es tarifs moyens perçus pour
handises décroissent de 1879
périeurs aux tarifs moyens de
handises.

ous avons indiqué, par réseau
emins de fer, les tarifs moyens
oyageur et par tonne de mar-
: périodes de 1872 à 1874 et

NATURE DES TRANSPORTS.	ANNÉE.	PÉRÇU PAR			
		Nord.	Est.	Ouest.	Orlé.
ANCIEN RÉSEAU.					
Voyageurs.	1872	centimes 6,12	centimes 5,35	centimes 5,46	cent. 5,
	1873	6,00	5,20	5,49	5,
	1874	6,04	5,04	5,44	5,
	1879	5,61	4,88	4,89	5,
	1880	4,97	4,79	4,75	5,
	1881	5,00	4,78	4,79	5,
Tonne de marchandises P. V.	1872	5,56	5,33	5,88	6,
	1873	5,48	5,16	6,05	6,
	1874	5,74	5,32	5,93	6,
	1879	5,52	5,47	5,99	6,
	1880	5,40	4,79	5,82	6,
	1881	5,39	4,78	6,17	6,
NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.					
Voyageurs.	1872	"	5,16	4,87	4,
	1873	"	5,06	4,92	4,
	1874	"	4,91	4,91	4,
	1879	5,61	4,76	4,79	4,
	1880	5,46	4,67	4,74	4,
	1881	5,41	4,73	4,69	4,
Tonne de marchandises P. V.	1872	"	5,85	5,20	5,
	1873	"	5,67	5,61	5,
	1874	"	5,78	5,65	5,
	1879	5,94	5,82	6,97	5,
	1880	5,96	5,72	7,00	5,
	1881	5,93	5,76	7,12	5,

Les conséquences à déduire des chiffres ci-dessus sont intéressantes à divers points de vue.

Le tarif moyen perçu par voyageur est, en général, plus faible pendant la période 1872 à 1881 que pendant celle de 1872 à 1881 sur l'ancien réseau, les tarifs moyens extrêmes perçus étant de 6^c,12 (Nord, 1872), et 5^c,04 (Est, 1874) de 1872 à 1874. Les tarifs maxima perçus de 1872 à 1881 s'élèvent, au contraire, sur l'ancien réseau (Nord, 1879), et 4^c,75 (Ouest, 1880).

eau, le plus faible tarif moyen perçu est celui des réseaux des chemins de fer à 4^e,71 en 1879, et à 3^e,85 en 1881; le réseau de l'État que la diminution est la plus considérable, et dépasse 100 du tarif moyen perçu en 1881. perçu par tonne de marchandises a diminution si l'on compare la période de 1879 à 1881; mais cette diminution est moins sensible que celle du tarif par tonnage et par kilomètre, à l'exception, de l'État; même sur le réseau de l'État, et surtout sur le nouveau réseau, les tarifs sont plus élevés en 1881 que pendant la période antérieure. Nous constatons que, sur la majeure partie des nouveaux réseaux des grandes Compagnies les tarifs perçus pour les marchandises sont plus élevés pendant la période étudiée; sur un petit nombre de réseaux le tarif moyen a augmenté, et sur la majeure partie il a baissé. La diminution du tarif moyen perçu est de 100 p. 100 sur le réseau de l'État qui est abaissé à 5^e,46, en 1881, soit une diminution de plus de trois ans, ou du quart du tarif

sur les tarifs moyens perçus de 1879-1881, on fait la comparaison avec les tarifs par tonnage kilométrique en 1855, 1865, 1875, la diminution du tarif moyen perçu est de 100 p. 100 dans ces dernières années le tarif est plus que de faibles variations et reste

RÉSEAUX.	TARIF MOYEN PERÇU PAR TONNE KILOMÉTRIQUE DE MARCHANDISES.		
	1855	1865	1875
Nord.	centimes 6,53	centimes 6,05	centimes 5,59
Est..	6,96	5,73	5,86
Ouest..	9,05	6,33	6,69
Orléans.. . . .	7,80	6,32	6,56
P.-L.-M.. . . .	8,44	5,80	5,67
Midi.	8,05	6,92	7,40

Ce tableau comparé au précédent permet d'étudier les variations du tarif moyen perçu pendant une période de vingt ans, et de conclure qu'il n'y a que la Compagnie du Midi qui ait su maintenir à peu près à la même hauteur le tarif moyen qu'elle percevait par tonne de marchandises transportée à 1 kilomètre.

§ 6. — COMPARAISON DU PRIX DE REVIENT DES TRANSPORTS AU TARIF MOYEN PERÇU.

Connaissant, d'une part, la recette que percevait le chemin de fer par voyageur ou par tonne de marchandises qu'il transporte à 1 kilomètre, et, d'autre part, la dépense faite pour ce transport, la différence de ces deux chiffres, si elle est positive, donnera la quantité dont le tarif moyen perçu peut encore être abaissé, si l'on veut que les recettes du chemin de fer couvrent seulement les dépenses qu'il fait pour le transport. Si la différence est négative, cela montrera que le tarif moyen actuel ne suffit plus pour couvrir les dépenses de transport, et qu'il faudrait l'augmenter de toute la différence pour faire face aux dépenses.

Le tableau suivant indique les différences entre les tarifs

moyens perçus et le prix de revient de l'ensemble des réseaux de l'État et des six grandes Compagnies françaises.

RÉSEAUX RÉUNIS.	DIFFÉRENCE entre le tarif moyen perçu et le prix de revient total du transport		RÉSEAUX RÉUNIS et État.	DIFFÉRENCE entre le tarif moyen perçu et le prix de revient total du transport.	
	Voyageurs.	Marchandises (tonnes).		Voyageurs.	Marchandises (tonnes).
	centimes	centimes		centimes	centimes
1872	— 0,27	+ 0,21	1879	— 0,54	+ 0,20
1873	— 0,35	+ 0,11	1880	— 0,32	+ 0,55
1874	— 0,48	+ 0,02	1881	— 0,27	+ 0,55

Sur l'ensemble des réseaux exploités par l'État et par les Compagnies, la différence entre le tarif moyen perçu et le prix de revient total du transport est constamment négative pour les voyageurs, et positive pour les marchandises. Le prix de revient du transport des voyageurs est supérieur au tarif moyen perçu; l'inverse a lieu pour les transports en petite vitesse.

La différence négative constatée par voyageur kilométrique qui est allée en augmentant de 1872 à 1874, décroît, au contraire, de 1879 à 1881.

La différence positive indiquée par tonne kilométrique a diminué de 1872 à 1874, et était devenue presque nulle en 1874 (0°,02); cette différence a augmenté, de 1879 à 1881, et a atteint, en 1881, la valeur de 0°,55.

En étudiant séparément l'ancien et le nouveau réseau des grandes Compagnies françaises, on arrive aux résultats suivants :

ANNÉES	Ancien réseau.	Nouveau
--------	----------------	---------

L'ancien réseau accuse, aussi bien pour les voyageurs que pour les marchandises, des différences positives entre le tarif moyen perçu et le prix de revient total ; il représente le bénéfice réalisé sur l'ancien réseau après que les dépenses d'exploitation et les charges de l'amortissement du capital ont été payées. Ce bénéfice est allé en diminuant de 1872 à 1881, pour les voyageurs de 0°,78 à 0°,67, pour les marchandises de 1°,13 à 1°,02 ; il a augmenté, au contraire, de 1872 à 1881, pour les voyageurs de 0°,70 à 0°,81, pour les marchandises de 1°,23 à 1°,50.

Sur le nouveau réseau, la situation s'est améliorée ; les différences qui sont négatives pendant les périodes étudiées, augmentent en valeur absolue pendant la première période de 1872 à 1874, et diminuent pendant la seconde, de 1875 à 1881. La perte par tonne transportée à 1 kilomètre a décru sensiblement de 1872 à 1881, et par suite, la garantie à payer par l'État obligé de couvrir ce déficit a diminué par un

DES TRANSPORTS.

ETRE LE TARIF MOYEN PERÇ REVIENT TOTAL DES TRANSPORTS,		
Océans.	P.-L.-M.	M

	centimes	centimes	cent
5	+ 1,18	+ 0,63	
2	+ 1,08	+ 0,86	
1	+ 1,08	+ 0,68	
7	+ 1,20	+ 0,71	+
3	+ 1,49	+ 0,93	+
0	+ 1,66	+ 0,88	+
9	+ 2,40	+ 0,91	+
3	+ 2,24	+ 0,88	+
0	+ 2,16	+ 0,89	+
3	+ 2,03	+ 0,71	+
0	+ 2,54	+ 1,02	+
9	+ 2,54	+ 1,03	+

ÉTAT.

5	— 4,64	—12,81	
3	— 4,21	—10,25	
.	— 4,43	— 9,59	
2	— 4,44	— 7,46	—
1	— 3,51	— 6,94	—
0	— 2,94	— 7,38	—
2	— 3,45	—10,65	—
1	— 3,48	— 8,90	—
	— 3,54	— 8,68	—
	— 3,49	— 6,65	—
	— 2,37	— 5,63	—
	— 2,07	— 6,03	—

u qui précède fait
encore le fait que
oir, l'amélioration,
bénéfices nets par t
la diminution du d
rtés à 1 kilomètre s
comparer les différe
à 1874 à celles du m
ces ont, en général, .
portion assez forte.

le nouveau réseau, les différences négative la période de 1879 à 1881, et sont inférieure la période de 1872 à 1874. Il n'y a d'excès de la diminution des différences négative moyen perçu et le prix de revient sur lequel que pour le transport des voyageurs sur du Nord, de 1879 à 1881, et pour le trafic vitesse, de 1879 à 1881, sur le nouveau sur le réseau des chemins de fer de l'État.

Les maxima et les minima de la différence moyen perçu et le prix de revient par tonne se répartissent comme il suit :

MAXIMA.

Ancien réseau :

Voyageurs	1 ^e ,69
Marchandises	3 ^e ,07

Nouveau réseau :

Voyageurs	— 0 ^e ,61
Marchandises	— 0 ^e ,9

MINIMA.

Ancien réseau :

Voyageurs	— 0 ^e ,1
Marchandises	0 ^e ,7

Nouveau réseau :

Voyageurs	— 12 ^e ,8
Marchandises	— 10 ^e ,9

§ 7. — PRIX DE REVIENT ET TARIFS M
QUELQUES RÉSEAUX DE CHEMINS DE FER

Il peut être intéressant de connaître le

transport d'une tonne de marchandises à 1 kilomètre sur divers réseaux à l'étranger, réseaux d'État et réseaux de Compagnies. Nous avons appliqué aux résultats d'exploitation de ces réseaux la méthode approximative de calcul du prix de revient de l'exploitation en 1879, 1880 et 1881; les réseaux indiqués au tableau suivant, forment les principales lignes de l'Allemagne, de l'Autriche-Hongrie et de la Belgique.

l'exploitation par tonne nette kilométrique.

1879	1880	1881
centimes	centimes	
3,74	3,58	
3,50	3,49	
3,42	3,31	
2,91	3,05	
3,17	2,96	
2,49	2,38	
2,81	3,19	
2,95	2,89	
3,42	3,27	
"	2,66	
"	"	
3,66	3,66	
2,81	2,82	
2,92	2,82	

Les limites entre lesquelles varie le prix de revient de l'exploitation par tonne kilométrique sont assez étendues; les limites extrêmes sont 3^e,74 (État de Bade, 1879)

RÉSEAUX.	LONGUEUR moyenne exploitée à la fin de 1881.	TARIF MOYEN perçu par tonne kilométrique.		
		1879	1880	1881
	kilom.	centimes	centimes	centimes
tat de Bade.	1.505	7,31	7,00	6,73
tat de Bavière.	4.211	6,33	6,59	6,47
tat de Saxe.	1.982	6,48	6,47	6,49
hemins d'Alsace-Lorraine.	1.173	5,09	5,15	5,01
hemins de fer d'État allemands.	22.242	5,89	5,66	5,56
hemins de fer concédés exploités par l'État allemand.	3.556	4,98	4,72	4,74
hemins de fer concédés allemands.	7.603	5,66	5,92	5,99
réseau allemand.	33.406	5,63	5,52	5,47
ociété autrichienne.	2.009	7,92	7,98	7,75
ord autrichien.	691	7,11	6,95	6,81
tat hongrois.	2.646	"	"	5,55
réseau austro-hongrois.	18.124	7,78	7,66	7,57
État belge.	2.699	4,96	4,86	"
réseau d'intérêt général français.	24.249	5,95	5,95	5,88

Les variations du tarif moyen perçu par tonne et par kilomètre sont assez sensibles quand on passe d'un réseau l'autre dans le tableau précédent. Les tarifs les plus bas reçus pour le transport de la petite vitesse sont ceux des chemins de fer de l'État belge (4^e,86, en 1880) et des lignes à transport de houille du réseau des chemins concédés allemands exploités par l'État (4^e,72, en 1880). Le tarif perçu le plus élevé est celui de la Société autrichienne (7,98, en 1880).

On peut, en outre, conclure des chiffres du tableau précédent que :

1° Le tarif moyen perçu pour les transports en petite

vitesse est, sur l'ensemble du réseau allemand, un peu plus faible que celui perçu sur l'ensemble du réseau français d'intérêt général, 5°,63 (1879), et 5°,47 (1881), en Allemagne, 5°,95 (1879), et 5°,88 (1881) en France;

2° Les tarifs moyens perçus du réseau austro-hongrois sont notablement plus élevés que ceux des réseaux allemand et français, 7°,78 (1879), et 7°,37 (1881);

3° Le tarif moyen perçu pour la petite vitesse a une tendance générale décroissante sur l'ensemble des réseaux allemand, austro-hongrois, belge et français.

4° Le produit net (différence entre la recette et la dépense d'exploitation) s'élève sur l'ensemble des réseaux en Autriche-Hongrie à 4°,12 (1879), et à 3°,95 (1881), en Allemagne à 2°,70 (1879), et à 2°,64 (1881), en Belgique à 2°,15 (1879), et à 2°,04 (1880), et en France à 3°,03 (1879), et à 3°,08 (1881). Ce produit net est maximum en Autriche, et minimum en Belgique, sur le réseau de l'État

Nous indiquons encore, dans le tableau suivant, le tarif moyen perçu par voyageur et par kilomètre, de 1879 à 1881, sur l'ensemble des réseaux allemand, austro-hongrois, belge et français :

RÉSEAUX.	TARIF MOYEN perçu par voyageur et par kilomètre.		
	1879	1880	1881
	centimes	centimes	centimes
Réseau allemand.	4,42	4,40	4,37
Réseau anstro-hongrois.	5,58	5,66	5,61
Réseau français (intérêt général).. . .	5,17	5,04	4,99
Réseau belge (État).	3,72	3,85	"

Le tarif moyen perçu par voyageur et par kilomètre est le plus faible en Belgique, où il est descendu à 3°,72, en

1° Dépenses faites avant et après l'expédition des marchandises, soit dans la gare de départ, soit dans la gare d'arrivée (réception, vérification, pesage, manutention, chargement et déchargement des marchandises, intérêt et amortissement du matériel des bâtiments et des voies affectées aux opérations de transport); il y a une série d'opérations et des dépenses analogues pour le service des trains.

2° Dépenses occasionnées par le transport des marchandises depuis le moment du départ du véhicule jusqu'au moment où la marchandise de la gare expéditrice jusqu'à la gare destinataire; elles sont proprement dites de transport, elles varient en raison de la distance parcourue.

La première catégorie de dépenses est indépendante du parcours du voyageur ou de la marchandise; elle dépend exclusivement du parcours effectué par le véhicule.

Il en résulte que les dépenses indépendantes du parcours sont les mêmes pour toute tonne de marchandises quelle que soit la distance qu'elle soit transportée. Pour les faibles distances, on répartit les dépenses indépendantes du parcours sur la distance parcourue; de revient par tonne et par kilomètre. On trouve ainsi une moyenne générale que nous avons appelée le parcours minimum pour porter une tonne de marchandises; le produit du parcours minimum par le prix perçu sur ce parcours soit égal à la somme des dépenses indépendantes et dépendantes du parcours. Le produit du prix de transport de cette tonne de marchandises par le parcours minimum soit égal à la somme des dépenses indépendantes et dépendantes du parcours.

Il suffit pour obtenir une équation qui relie le prix de transport connu serait le parcours rémunérateur; la valeur des dépenses dépendantes et indépendantes du parcours d'une tonne de marchandises.

— PRIX DES TRANSPORTS. 575

quelles étaient les dépenses de
ries :

kilomètre,

kilomètre,

été autrichienne I. R. P. des

nécessaires, pour le calcul des
le réseau des chemins de fer
éfaut, nous nous servons des
ignes de la grande Compagnie
subir à ces résultats des modi-
ux différences entre le prix de
le réseau de la Société autri-
des sept principaux réseaux de

lant une période de 9 ans sur
richienne, s'élève à :

..... 0^f,0498

ue 0^f,0517

composent comme il suit :

	VOYAGEURS.	MARCHANDISES.
. .	0 ^f ,0263	0 ^f ,0242
nt .	0 ^f ,0235	0 ^f ,0275
	<u>0^f,0498</u>	<u>0^f,0517</u>

antes du parcours sont, par
one de marchandises de 1^f,48,

	VOYAGEURS.	MARCHANDISES.
. . . .	0 ^f ,42	0 ^f ,696
ent . . .	0 ^f ,37	0 ^f ,787
	<u>0^f,79</u>	<u>1^f,483</u>

des transports par chemins de fer (*Anna-*
2^e semestre, t. X).

MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

dépenses dépendantes du parcours faites pendant le transport, sont, par tonne brute (pes) kilométrique de 0^f,0162. Ces données de la manière suivante :

	VOYAGEURS.
Exploitation	0 ^f ,020
Intérêt et amortissement . .	0 ^f ,018
	<hr/> 0 ^f ,038

A partir de ces données, il a été possible d'arriver au calcul du parcours rémunérateur pour les marchandises.

Soit x le parcours rémunérateur, c'est-à-dire le parcours pendant lequel la marchandise devra être transportée toute l'année pour que l'administration du chemin soit couverte de ses dépenses ;

soit p_a le prix de revient moyen du tonnage à 1 kilomètre sur le réseau de l'Autriche ;

p_f : prix de revient moyen correspondant aux dépenses dépendantes du parcours par kilomètre de la Société autrichienne ;
 p_i : prix de revient moyen correspondant aux dépenses indépendantes du parcours sur le réseau de la Société autrichienne ;
 p_m : poids mort moyen traîné par tonne nette ;
 t : tarif moyen perçu par tonne nette.

On aura pour calculer x la formule :

$$\frac{p_f}{p_a} [p_a + p_m (1 + P) x] = t$$

soit x égal, en Autriche à 1^f,50, de 1^f,50 à 2^f,50. Sur le réseau de la Société autrichienne le parcours rémunérateur serait donné par

$$+ P) x = t_a x$$

perçu par tonne nette kilomé-
société autrichienne.

émunérateur des voyageurs se
uivante :

$$P'_a x) = T_f x$$

de revient du transport des
en France, P''_a et P'_a les
dépendantes du parcours par
Autriche, T_f le tarif moyen
kilomètre en France.

éseau français étant déterminés
nt d'être indiquée, il est aisé
érateur.

ES DE TRANSPORT COMPRENNENT
CELLES D'INTÉRÊT DU CAPITAL.

du transport des marchandises
des grandes Compagnies s'est
 k,6 ; le parcours moyen effectif
es a été dans le même laps de

grandes Compagnies les chiffres
période sont :

.....	64 ^{k,4}
.....	152 ^{k,2}

s résultats deviennent

.....	193 ^{k,2}
.....	88 ^{k,5}

me le parcours minimum rému-
P. V., en 1880, et nous avons
des lignes des sept grands

réseaux français, le parcours minimum né couvrir toutes les dépenses était égal à 81^{k,8}.

Le parcours moyen effectif a été en 1880 mètres; il y a donc une différence de 46^{k,2} cours moyen effectif et le parcours minimum.

Le tableau suivant donne les indications p de 1872 à 1874 et pour l'année 1880.

AUX.	MARCHANDISES (TONNES)	
	parcours moyen.	parcours rémunérateur
PÉRIODE DE 1872 A 1874.		
	kilomètres	kilomètres
Ancien réseau.. . . .	152,2	64,4
Nouveau réseau.. . . .	88,5	193,2
Réseaux réunis.. . . .	132,4	118,6
ANNÉE 1880.		
Réseaux réunis.. . . .		

Il résulte de ces chiffres que, sur l'ancien cours rémunérateur est inférieur au parcours d'une tonne de marchandises; le contraire nouveau réseau.

Les chiffres inscrits à la colonne « différence » suivant que cette différence est positive ou négative, indiquent la quantité dont le parcours moyen réel peut ou doit être augmenté, afin de rendre les dépenses de transport égales aux recettes de l'exploitation des réseaux, cette différence positive est de 13^{km,8} pendant la période de 1872 à 1874 et de 46^{km,2}, en 1880. Il y a donc une amélioration

- PRIX DES TRANSPORTS

o par rapport à celui
haut que le prix de
tarif moyen perçu éta
t dans ces motifs qu
46^{km}, 2.

1872 à 1874, il faudr
tes les dépenses, que
lieu de n'atteindre que

encore négative mais 1

vue absolue, les chi
tent de tirer les con

d'une tonne de march
re sur l'ensemble des
le l'État ; cette diminu
is la période de 1872

eur, s'appliquant aux
ais en suivant une pro
parcours moyen d'un
s rémunérateur des m
en 1880 est de 31
nérateur corresponda

tre mieux, sur les
du parcours moyen
petite vitesse.

ien réseau de chacune
aux résultats du table
ne s'appliquant à la
1880.

ANCIEN RÉSEAU.	MARCHANDISES (TONNES).		
	parcours moyen.	parcours rémunérateur.	DIFFÉRENCE.
PÉRIODE DE 1872 A 1874.			
	kilomètres	kilomètres	kilomètres
Nord.	101,70	62,1	+ 39,6
Est.	90,30	63,6	+ 36,7
Ouest.	112,90	79,5	+ 33,4
Orléans.	186,00	57,4	+ 128,6
P.-L.-M.	208,00	69,3	+ 138,7
Midi.	155,00	59,4	+ 95,6
ANNÉE 1880.			
	kilomètres	kilomètres	kilomètres
Nord.	95,1	48,9	+ 46,2
Est.	66,3	42,6	+ 23,7
Ouest.	120,1	66,2	+ 53,9
Orléans.	174,1	31,0	+ 143,1
P.-L.-M.	179,7	61,3	+ 118,4
Midi.	127,9	33,1	+ 94,8

Les données du tableau qui précède montrent :

1° Que ce sont les Compagnies d'Orléans et du Midi qui ont les plus petits parcours minima rémunérateurs;

2° Qu'en 1880 ces parcours rémunérateurs sont sensiblement plus faibles que ceux de 1872 à 1874;

3° Que les résultats de 1880 sont plus favorables que ceux de 1872 à 1874, et qu'il convient, comme plus haut, d'attribuer cette amélioration surtout à la diminution du prix de revient du transport par tonne kilométrique.

DANS LES DÉPENSES DE TRANSPORT ON NE
PREND QUE DE CELLES D'EXPLOITATION.

Le calculateur est dans ce cas de beaucoup
simplifié précédemment, puisqu'il ne s'agit
que des frais d'exploitation.

Les calculs sont les mêmes que dans le cas
qui arrive aux résultats consignés ci-après
pour la période 1872 à 1874, d'une part, et à
la fin de la période, d'autre part.

kilom.	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.
37,1	12,2	+ 24,9	152,2	20,4	+ 131,8
33,1	30,6	+ 2,5	88,5	30,1	+ 58,4
36,1	14,8	+ 21,3	132,4	23,6	+ 108,8
ANNÉE 1880.					
35,5	15,2	+ 20,3	128,0	21,2	+ 106,8

Les dépenses d'exploitation entrent seules en
calcul, car on fait abstraction des dépenses
d'amortissement du capital de construction,
des parcours rémunérateurs correspondants
aux parcours moyens réels.

La différence entre le parcours moyen et le parcours
même, en général, assez grande, sauf
pour les voyageurs du nouveau réseau; dans
ce cas, elle n'est que 2^{km},5 de 1872 à 1874.

Si l'on considère les chiffres qui s'appliquent à l'ensemble des réseaux, on constate qu'il n'y a qu'une assez faible variation des parcours rémunérateurs pour les voyageurs et les marchandises, et que les différences égales à $21^{\text{km}},3$, et $108^{\text{km}},8$ de 1872 à 1874, ont atteint respectivement $20^{\text{km}},3$ et $106^{\text{km}},8$, en 1880.

Les indications du tableau qui précède amènent encore les conclusions suivantes :

1° En ce qui concerne le trafic des voyageurs, le parcours minimum rémunérateur, lorsqu'il ne s'agit que de couvrir les dépenses d'exploitation, est 2,5 fois plus grand sur le nouveau réseau que sur l'ancien réseau ; le parcours moyen des voyageurs du nouveau réseau est de 4 kilomètres inférieur à celui des voyageurs de l'ancien réseau.

2° Le parcours rémunérateur relatif aux marchandises de la petite vitesse se trouve être, sur le nouveau, réseau de 50 p. 100 environ supérieur au parcours rémunérateur de l'ancien réseau.

3° Le parcours minimum rémunérateur, correspondant aux dépenses de l'exploitation est supérieur, en 1880, pour le transport des voyageurs sur les réseaux réunis, au parcours rémunérateur afférent à la période de 1872 à 1874. L'inverse a lieu en ce qui concerne les parcours rémunérateurs de la petite vitesse.

Il est intéressant de chercher quels sont, sur chacun des deux réseaux des six grandes Compagnies et sur le réseau de l'État, les parcours rémunérateurs correspondant aux dépenses d'exploitation seulement. Ces parcours sont indiqués dans le tableau suivant dont les chiffres représentent la moyenne des années 1872, 1873 et 1874, d'une part, et les chiffres relatifs à l'année 1880, d'autre part.

parcours moyen.	parcours rémunérateur.	DIFFÉRENCE.	parcours moyen.	parcours rémunérateur.	DIFFÉRENCE.
-----------------	------------------------	-------------	-----------------	------------------------	-------------

ANCIEN RÉSEAU.

Période de 1872 à 1874.

kilom.	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.
33,5	11,1	+ 22,4	101,7	23,0	+ 78,7
28,5	16,8	+ 11,7	90,5	50,1	+ 40,4
"	15,4	+ 36,9	112,9	24,5	+ 88,4
62,0	11,5	+ 50,7	186,0	15,5	+ 170,5
55,0	11,5	+ 43,7	208,0	17,5	+ 190,5
57,0	12,2	+ 44,8	135,0	12,8	+ 122,2

Année 1880.

33,8	12,2	+ 21,6	95,1	19,2	+ 75,9
19,4	15,6	+ 3,8	66,3	21,9	+ 44,4
21,9	22,3	— 0,4	120,1	23,0	+ 97,1
59,7	10,9	+ 48,8	174,1	14,4	+ 159,7
51,1	9,6	+ 41,5	179,7	16,9	+ 162,8
52,8	11,8	+ 41,0	127,9	12,7	+ 115,2

NOUVEAU RÉSEAU.

Période de 1872 à 1874.

Nord.	"	"	"	"	"	"		
Est.	32, 8	28, 2	+	4, 6	88, 7	59, 0	+	29, 7
Ouest.	24, 7	41, 8	—	17, 1	96, 9	58, 4	+	38, 5
Orléans.	59, 0	24, 1	+	34, 9	109, 0	51, 3	+	57, 7
P.-L.-M.	52, 0	62, 3	—	10, 3	36, 7	60, 5	—	23, 8
	3	"		"	50, 5	27, 6	+	22, 9

Année 1880.

4	20,9	+ 6,5	59,0	31,6	+ 27,4
7	26,6	+ 5,1	86,3	30,0	+ 56,3
2	99,0	— 65,9	64,1	54,8	+ 9,3
5	23,9	+ 12,6	130,1	27,5	+ 102,6
9	45,6	— 12,7	49,0	43,4	+ 5,6
6	"	"	44,2	55,8	+ 11,6
8	"	"	70,8	56,6	+ 14,2

suivantes peuvent être déduites du tableau précédent.

Sur les lignes de l'ancien réseau, la différence entre le

parcours moyen effectif et le parcours rémunérateur correspondant aux dépenses d'exploitation est positive, pendant la période de 1872 à 1874, tant pour les voyageurs que pour les marchandises. En 1880, cette différence est également positive, sauf pour les voyageurs sur l'ancien réseau de l'Ouest.

Les voyageurs de l'ancien réseau doivent donc être transportés, de 1872 à 1874, à des distances variables de $11^{\text{km}},3$ à $16^{\text{km}},8$, suivant la Compagnie, et en 1880, de $9^{\text{km}},6$ (P.-L.-M.) à $22^{\text{km}},3$ (Ouest), pour que les dépenses d'exploitation résultant du transport soient couvertes par les tarifs moyens perçus.

Quant aux marchandises, les parcours rémunérateurs correspondant aux dépenses d'exploitation sont toujours inférieures sur les lignes de l'ancien réseau aux parcours moyens effectifs. Ce parcours rémunérateur varie, pendant la période 1872 à 1874, entre $12^{\text{km}},8$ (Midi) et $30,1$ kilomètres (Est), et pendant l'année 1880, entre $12^{\text{km}},7$ (Midi) et 23 kilomètres (Ouest).

Sur le nouveau réseau, le parcours rémunérateur des dépenses de l'exploitation devient, sur quelques lignes, supérieur au parcours moyen réel; en général pourtant, la différence entre les deux parcours est positive. En 1880, il n'y a plus de différence négative pour les marchandises sur aucune des lignes du nouveau réseau.

Dans la période de 1872 à 1874, et sur l'ensemble des nouveaux réseaux, il faut qu'un voyageur soit transporté au moins à $30^{\text{km}},6$ et qu'une tonne de marchandises parcoure en moyenne au moins $30^{\text{km}},1$, pour que les dépenses d'exploitation occasionnées par le transport soient couvertes.

Des parcours supérieurs à $30^{\text{km}},6$ pour les voyageurs et à $30^{\text{km}},1$ pour les marchandises, donnent un produit. Tous les transports de voyageurs et de marchandises effectués à des distances inférieures respectivement à

parcoars rémunérateurs indiqués ci-dessus, constituent le nouveau réseau en perte.

§ 11. — DÉPENSE D'EXPLOITATION PAR TRAIN KILOMÉTRIQUE ET PAR AN.

Une des unités auxquelles on rapporte, surtout en France, les recettes et les dépenses de l'exploitation des chemins de fer, est le kilomètre de train. Quelque défectueuse que soit cette unité, puisqu'elle ne tient pas compte du poids du train, et par conséquent du travail effectué, nous allons nous en servir pour calculer la dépense d'exploitation que nécessite le kilomètre de train pendant une année. En d'autres termes, le chiffre obtenu sera ce que coûtera, par an et par kilomètre, un train régulier mis en circulation chaque jour de l'année.

Indiquons d'abord la dépense par train kilométrique, en 1880, dans quelques États de l'Europe. En regard de la dépense kilométrique nous mettons la recette par train et par kilomètre, sans laquelle le chiffre de la dépense n'aurait que peu de valeur.

RÉSEAUX (ANNÉE 1880).	DÉPENSE d'exploitation par train et par kilomètre.	RECETTE par train et par kilomètre.	DIFFÉRENCE ou produit net.	RAPPORT de la dépense à la recette.
	francs	francs	francs	p. 100
État de Bade.	2,45	4,64	2,19	55
— Bavière.	2,69	4,76	2,07	57
— Saxe.	2,75	4,88	2,15	56
Chemins de l'Alsace-Lorraine. . .	5,03	5,24	2,21	58
Chemins de fer d'Etat allemands.	2,69	5,04	2,55	55,2
Chemins de fer concédés exploités par l'Etat en Allemagne. . . .	2,84	5,74	2,90	49,5
Chemins concédés allemands. . .	2,80	5,09	2,29	55
Société autrichienne.	5,82	9,04	5,22	42
Nord autrichien.	4,24	11,02	6,78	59
Réseau allemand.	2,72	5,14	2,42	52,9
— austro-hongrois.	5,80	7,65	3,85	49,6
— français (Intérêt général).	2,78	5,57	2,79	49,8

Ce tableau montre qu'en Autriche-Hongrie la dépense d'exploitation par train kilométrique est la plus élevée : mais aussi que ce pays a la meilleure recette par train et par kilomètre. Aussi le produit net par train kilométrique s'élève en Autriche-Hongrie à 3^f,85, tandis qu'il n'atteint en Allemagne que 2^f,42, et en France 2^f,79.

Le coefficient d'exploitation se trouve être, en 1880, plus faible sur le réseau austro-hongrois que sur le réseau allemand et sur le réseau français.

Si nous considérons maintenant les dépenses annuelles d'un train kilométrique on arrive, en 1880, pour l'ensemble du réseau d'intérêt général en France à 1 015 francs.

Pendant la période de 1872 à 1874, les dépenses kilométriques annuelles d'un train régulier se sont élevées sur l'ensemble des réseaux des six Compagnies principales et de l'État (pour l'année 1880) aux chiffres suivants :

RÉSEAUX.	DÉPENSE D'EXPLOITATION PAR TRAIN KILOMÉTRIQUE ANNUEL.			
	1872	1873	1874	1880
	francs	francs	francs	francs
Ancien réseau.	1 104	1 122	1 104	"
Nouveau réseau.	1 058	1 095	1 080	"
Réseaux réunis et État.	1 091	1 114	1 097	1 015

On peut tirer de ces chiffres les conclusions suivantes :

Les dépenses d'exploitation qu'entraîne un train régulier par kilomètre et par an sont en nombre rond, de 1872 à 1874.

Sur l'ancien réseau. de 1 110 francs.

Sur le nouveau réseau. de 1 079 —

Sur l'ensemble des réseaux. . de 1 100 —

Ces dépenses ne subissent que de faibles variations, et

près, les mêmes sur l'ancien et le

Il est aisé de déduire de là une méthode de calcul de la dépense d'exploitation approximative sur une ligne de chemin de fer dont le nombre de trains réguliers dans chaque sens est fixé, et en particulier, sur une ligne à construire dont connaît à l'avance le service futur des trains.

Il suffit, en effet, si la ligne appartient soit à l'ancien, soit au nouveau réseau, de multiplier le nombre de trains réguliers circulant chaque jour dans les deux sens par les chiffres représentant la dépense kilométrique annuelle d'un train soit sur l'ancien, soit sur le nouveau réseau.

Quant aux chiffres s'appliquant aux deux réseaux de chaque grande Compagnie et au réseau de l'État, ils sont

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

dépense d'exploitation par train
prise, en 1880, sur l'ancien re
st), et 1 095 francs (Midi). De
se a oscillé entre 894 franc
1 francs (Est, 1873). Si l'on co
te par train kilométrique aux c
rain kilométrique annuel, on v
élevées correspondent aux pl
sement. En outre, en se rep
aux des prix de revient du tra
que, on constate que ce prix
le plus faible sur les lignes
épenses d'exploitation par t
les plus élevées.

3 dépenses d'exploitation par tra
en général, plus faibles en 188
72 à 1874.

r le nouveau réseau, la dépense l
3 750 francs (État) et de 894 fr
de 1 102 francs (P.-L.-M.). D
dépense a atteint 1 332 francs (
aible 916 francs (Ouest, 1873).

— PRIX DU PÉAGE ET DU TRAN CHARGES.

rticle 42 du cahier des charges
agnies de chemins de fer sont
le transport des voyageurs et
ie la répartition des taxes entr
Les rapports qui existent ent
prix de transport dont la somm
voir sont les suivants :

NATURE DES TRANSPORTS.	TAXE DES TRANSPORTS.		
	Droits de péage.	Prix de transport.	Taxe totale.
	p. 100	p. 100	
Voyageurs. — 1 ^{re} classe.	67,00	33,00	100
Voyageurs. — 2 ^e classe.. . . .	66,67	33,33	100
Voyageurs. — 3 ^e classe.. . . .	67,28	32,72	100
Marchandises à grande vitesse.	55,56	44,44	100
Marchandises à petite vitesse. — 1 ^{re} cl.	56,25	43,75	100
Marchandises à petite vitesse. — 2 ^e cl.	57,14	42,86	100
Marchandises à petite vitesse. — 3 ^e cl.	60,00	40,00	100
Marchandises à petite vitesse. — 4 ^e cl.	56,25	43,75	100
	60,00	40,00	100
	62,50	37,50	100

La fraction de la taxe à percevoir comme droit de péage, d'après l'article 42 du cahier des charges, par tonne et par kilomètre, pour les transports en petite vitesse, est comprise entre 56,25 p. 100, et 62,50 p. 100 de la taxe totale.

En face des chiffres du tableau qui précède et qui indiquent le rapport entre le péage et le prix du transport, il est intéressant de placer les rapports donnés par les résultats de l'exploitation, sur l'ancien et sur le nouveau réseau, entre le prix de revient de l'intérêt et de l'amortissement et le prix de revient de l'exploitation par tonne nette kilométrique, et de comparer ces rapports avec ceux ci-dessous mentionnés que le cahier des charges fixe entre le droit de péage et le droit de transport.

On obtient les rapports suivants entre la dépense d'exploitation et la dépense d'intérêt et d'amortissement par tonne kilométrique de petite vitesse dont la somme forme le prix de revient total :

ANNÉES.	PRIX DE REVIENT DES TRANSPORTS.			
	ANCIEN RÉSEAU.		NOUVEAU RÉSEAU.	
	Péage (intérêt et amortissement).	Transport (exploitation).	Péage (intérêt et amortissement).	Transport (exploitation).
	p. 100	p. 100	p. 100	p. 100
1872	44,6	55,4	60,0	40,0
1873	45,4	56,6	57,5	42,7
1874	44,5	55,5	57,0	45,0
—	—	—	—	—
1879	45,6	54,4	54,9	45,1
1880	44,2	55,8	53,8	46,2
1881	45,6	56,4	53,6	46,4

Le prix de revient de l'intérêt et de l'amortissement du capital oscille, sur l'ancien réseau, entre 43, 4 p. 100 (1873), et 45,6 p. 100 (1879), du prix de revient total du transport d'une tonne à 1 kilomètre.

Sur le nouveau réseau, les deux limites sont 53, 6 p. 100 (1881), et 60 p. 100 (1872), et l'on constate une diminution constante du péage de 1872 à 1881; tandis que la dépense de transport a une valeur relative qui va constamment en augmentant.

Le rapport du prix de revient du péage au prix de revient total suit, sur l'ancien réseau, une marche décroissante de 1879 à 1881.

En comparant les résultats contenus dans les deux tableaux qui précèdent, il est facile de voir que le droit de péage des tarifs de petite vitesse, dont la valeur relative est comprise entre 56,25 p. 100 et 62,50 p. 100 de la taxe de ces tarifs, est toujours supérieur aux fractions qui représentent le prix de revient du péage sur l'ancien réseau comprise entre 43,4 p. 100 et 45, 6 p. 100 du prix de revient total.

Sur le nouveau réseau les fractions du prix de revient représentant le péage et les frais de transport se rapprochent beaucoup plus que sur l'ancien des proportions qui figurent au cahier des charges entre le péage et le prix du transport.

Les résultats fournis par l'exploitation des chemins de fer montrent donc que la part assignée au péage dans les taxes du cahier des charges, pour les transports de la petite vitesse, est supérieure à celle que la statistique indique pour la fraction qui représente le péage dans le prix de revient total du transport d'une tonne à 1 kilomètre.

L'analyse des résultats obtenus sur l'ancien et le nouveau réseau des Compagnies et sur le réseau de l'Etat donne les chiffres des deux tableaux suivants :

ANCIEN RÉSEAU.	PRIX DE REVIENT DES TRANSPORTS.			
	ANNÉE 1872.		ANNÉE 1881.	
	Péage (intérêt et amortissement).	Transport (exploitation).	Péage (intérêt et amortissement).	Transport (exploitation).
Nord.	p. 100 38,8	p. 100 61,2	p. 100 39,6	p. 100 60,4
Est.. . . .	31,1	68,9	31,2	68,8
Ouest.. . . .	42,0	58,0	41,4	58,6
Orléans.. . . .	40,6	59,4	39,2	60,8
P.-L.-M.	48,9	51,1	49,5	50,5
Midi.	51,0	49,0	43,5	56,5

Les chiffres relatifs à la Compagnie de l'Est sont ceux qui s'écartent le plus des données du cahier des charges ; ceux qui se rapprochent le plus des proportions du cahier des charges sont afférents à la Compagnie du Midi, en 1872, et à la Compagnie de Paris-Lyon-Méditerranée, en 1881.

ge et le prix de revient de l'exploitation importance du péage a beaucoup diminué les nouveaux réseaux des grandes Compagnies. Le rapport qui existe entre le prix de revient et celui du transport tend à s'écarter des rapports fixés par le cahier des charges du péage et le prix des transports de la

conséquence se vérifie également si l'on compare les réseaux, ancien et nouveau, on voit que la fraction du prix de revient qui représente le péage est égale :

En 1879 à 48,4 p. 100.

1880 » 47,8. »

1881 » 47,6 »

le décroît et diffère de plus en plus de la valeur relative assignée dans le prix de revient à la dépense d'exploitation suit une marche croissante.

§ 13. — CONCLUSIONS.

Les conclusions qui peuvent être déduites de l'étude faite des résultats les plus récents de l'exploitation des réseaux de l'État et des Compagnies sont les suivantes :

1872 à 1874 indique pour le prix de revient d'une tonne à 1 kilomètre un accroissement d'année en année (5^{fr},58, — 5^{fr},67, et 5^{fr},72) le prix de revient se rapproche rapidement pendant la période 1875 à 1881 du tarif moyen perçu par tonne kilométrique (5^{fr},83).

De 1879 à 1881, on constate l'inverse; le prix de revient est continue (5^{fr},72, —

5°,37, et 5°,27), et comme le tarif kilométrique est à peu près resté constant (5°,82), la différence positive entre le prix de revient et le prix de revient s'accroît d'année en année.

Les résultats de l'exploitation sont donnés dans la période de 1879 à 1881 et de 1874 à 1874; la loi de décroissance, de 1872 à 1874 dans les résultats économiques des réseaux des grandes Compagnies de 1879 à 1881 par une loi d'augmentation d'amélioration très sensible.

La cause de ce progrès réside dans la remarquable augmentation du trafic et, d'autre part, dans les économies réalisées dans l'exploitation, faites par les Compagnies qui ont notablement augmenté les profits des exercices.

Paris, en octobre 1883.

ment l'économie cherchée, s de l'écluse.

stitution d'un pont-levis a us les inconvénients énum nt, constitue, à notre av ndable.

lant, un autre type de pont oné le nom de *pont oscillant*, surtout quand la chute du tablier étant au niveau le dessous soit encore si l d'au moins la hauteur régl écision ministérielle du 21 isé à établir un pont oscill fixe projeté sur la tête aval

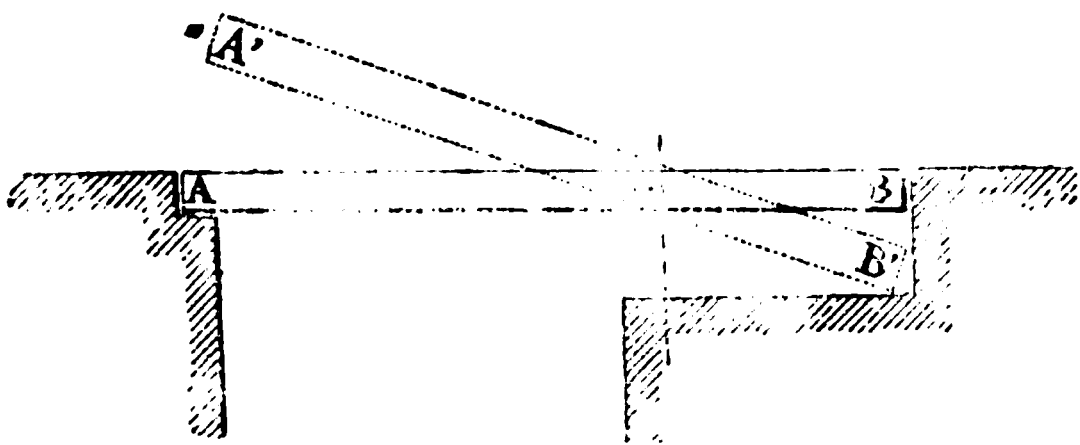
Nivernais). L'ouvrage est vrier 1883; il fonctionne tification de la batellerie, et d'en faire connaître ave ement et de manœuvre (**). *Observations sur le halage, par* Lorsqu'on observe avec soif, on voit que l'effort du ch e d'une manière intermittem ent tendue et lâche. Qu'ite qui menace d'arrêter ce 'un moment où *elle a du* prendre à la main et la dég s de l'obstacle, soit en le que les mariniérs des cana

condition se trouvera presque toujou tendance est d'augmenter le plus du Nord, la chute moyenne prévue (limiterons cette description aux parties du tablier et aux mécanismes, les les sujétions de chaque cas particulière

parer le trait. Si le tablier du pont établi sur la tête aval d'une écluse pouvait, en temps utile, présenter entre son extrémité du côté du halage et le bajoyer, la moindre solution de continuité, il est hors de doute que le charretier *parant le trait* au moment opportun y ferait passer la corde, sans qu'il y eût aucune interruption dans la traction.

Les dispositions du pont oscillant ont pour objet de réaliser à volonté cette solution de continuité.

Les contours bordés de hachures sur le croquis ci-contre, figurent la section transversale des culées de ce pont ; AB est un tablier métallique mobile autour d'un axe horizon-



tal O placé à quelques décimètres en arrière du parement de la culée (côté du contre-halage) et divisé par cet axe en deux parties inégales, la culasse OB et la volée OA, celle-ci à peu près double en longueur de celle-là. Quand le tablier est dans sa position normale, il s'appuie par son extrémité A sur la culée (côté du halage) tandis que l'extrémité B est soutenue au niveau du couronnement de l'autre culée par un système particulier de calage. Cette dernière culée présente d'ailleurs une chambre disposée de telle façon que le tablier peut, par un mouvement de bascule, venir en A'B', la culasse s'abaissant et la volée s'élevant au-dessus du couronnement de la culée (côté du halage). La solution de continuité demandée est ainsi obtenue (voir Pl. 31, *fig. 1* où elle est figurée à l'échelle); quand elle n'est plus né-

une oscillation en sens c
tion normale AB.

ption détaillée du t
ig. 1, 2, 3, 4, 5 et 6) a une
faces extérieures des t
volée et 2^m,971 pour la c
s en dehors, est de 3^m,

ompose essentiellement
de 2^m,80 d'axe en axe
2^m,46 de hauteur et de

ours de cornières de $\frac{70,}{9}$

res est fixée une semelle
d'épaisseur renforcée en

retière, par une corni
ute-roues.

entretoises, espacées de

la culasse, sont en fer

renforcées de cornières
entretoises extrêmes ; à
avec les poutres de riv
ussets inférieurs en tô
plaques d'appui. D'au
se trouver à la séparati
a été remplacée par dei
2^m,28, entre lesquelles pas
arlé plus bas.

de-corps dont les montan
1^m,05 d'axe en axe, co
d et une sous-lisse comp

à longueur, ce tablier reproduit
que, en usage sur les canaux du

re. Les montants des garde-corps , pontres de rive à l'exception des s du côté de la culasse qui, à la , ont dû l'être sur la semelle supé-

out entier par un arbre horizontal ière dont l'axe coïncide avec l'axe e d'attache de cet arbre avec les spositions des paliers qui en sup- sont représentés par les dessins ne nécessiter aucune explication par- même de la disposition du double ancher de la voie charretière, des ues d'appui en fonte fixées sur les res détails de construction qui se ies.

nporte pour le fonctionnement de , la culasse puissent se faire rigou- culasse n'ayant guère en longueur ée, un contrepoids est nécessaire; faciles, nous croyons inutile de le té, deux contrepoids sont prévus premier, de beaucoup le plus im- plaque de fonte striée sur sa face le double platelage en bois entre e et l'axe de la 3^e entretoise ; le it, est placé sous le premier, entre se. Ce dernier est mobile, il peut parallèles à l'axe du tablier et par er ou s'éloigner de l'axe d'oscilla- n au moyen d'une vis sans fin com- aire de deux pignons coniques, par l'extrémité taillée en carré, affleure i fixe et peut recevoir une clef. Le

platelage en bois de la volée est hygrométrique; pour maintenir l'équilibre en tout temps, il faut faire varier le moment de la culasse suivant l'état de l'atmosphère; on y arrive d'une manière précise et commode au moyen du contrepoids mobile.

Calage. — Tout le mécanisme de calage est établi dans la chambre de la culée du côté du contre-halage (Pl. 31, fig. 1, 2, 3, 4).

Les verrous, au nombre de deux, sont commandés par un seul levier que l'on peut manœuvrer en se tenant sur le tablier du pont, vers la culasse. Ce levier et les manivelles qui actionnent les verrous par l'intermédiaire de bielles, sont calés sur un même arbre horizontal ainsi que deux contrepoids lenticulaires qui tendent à maintenir les verrous fermés (*). Des fosses sont ménagées dans la maçonnerie pour le jeu de ces contrepoids.

Chaque verrou se compose essentiellement d'une pièce de fer à section rectangulaire supportée et guidée par un bâti en fonte; la face inférieure est horizontale. la face supérieure présente un plan légèrement incliné. Quand le verrou est fermé, le plan incliné vient se coincer contre la face supérieure d'une échancrure ménagée au bas d'une forte nervure qui forme taquet sur toute la hauteur du longeron au droit de la 1^{re} entretoise, c'est ce coincement qui produit le calage.

Quand le verrou est ouvert, il se dégage complètement de

(*) Ces contrepoids doivent avoir leur effet maximum quand les verrous sont ouverts, de manière à favoriser autant que possible la fermeture automatique dont il sera parlé plus loin. Quand les verrous sont fermés, l'action des mêmes contrepoids doit se trouver réduite au minimum possible, afin de ne pas rendre excessif l'effort que l'éclusier a à exercer sur le levier de manœuvre pour décaler le tablier. Leur position a été fixée de manière à satisfaire aussi bien que possible à cette double condition.

Chacun des deux contrepoids pèse 65^k,500. Il s'est trouvé que l'effort à faire pour décaler le tablier était excessif et que la fermeture automatique était trop brusque; on en a supprimé un et les deux inconvénients ont disparu, la manœuvre est devenue tout à fait satisfaisante.

PONT MOBILE DIT PONT OSCILLANT.

la nervure et celle-ci peut se mouvoir, à la demande oscillations du pont, dans une rainure pratiquée à cet dans le support en fonte du verrou. Enfin, ce dernier son extrémité un galet destiné à faciliter, le cas échéant frottement de cette extrémité contre la nervure-taquet.

Manœuvres. — Voici maintenant comment se fait manœuvre.

Le pont est dans sa position normale, les verrous calage sont fermés, le contrepoids mobile a été réglé manière à laisser un léger excédent de poids du côté de culasse. Pour ouvrir le pont, l'éclusier se tient sur le tal vers la culasse, il ouvre les verrous, l'oscillation se produit aussitôt en vertu de l'excédent de poids dont il a été plus haut et dont l'effet est doublé par la présence même de l'éclusier. Le levier peut être abandonné à lui-même les verrous tendent à se fermer, mais il viennent buter leur extrémité contre la partie supérieure des nervures taquets.

Pour fermer, l'éclusier n'a qu'à se porter à l'extrémité la volée; à raison de la différence des bras de levier, le poids compense et au delà le léger excédent laissé du côté de la culasse, l'oscillation en sens contraire se produit. Au moment où le tablier arrive à la position horizontale les verrous se trouvent en face des échancrures ménagées dans les nervures-taquets; par l'effet des contrepoids, ils sont lancés à travers ces échancrures avec une impulsion suffisante pour que le pont soit calé à fond (*).

La fermeture des verrous est donc automatique. Si une cause quelconque, elle ne s'était pas produite, le tablier basculerait de nouveau du côté de la culasse aussitôt l'éclusier aurait quitté le pont; cet agent serait donc im-

(*) On remarquera sur les dessins que le galet terminal du verrou a sa surface supérieure un peu au-dessus de la partie basse du plan incliné formant la face supérieure dudit verrou. Cette disposition a précisément pour but de laisser prendre au verrou une impulsion suffisante.



s.

a por-
sont
ompte
id'Ai-
Neuf-
7.
és af-
-corps
etran-

d'un
-levé

MÉMOIRES ET

oscillant semble c
age de l'économie;

ants, la flèche et le
sont encombrants
ter sur un terre-p
e des chaînes qui
er des accidents fo
rare; mais, ce qu
fâcheuse du vent
en résultent.

me dans les condit
illant est bien plus
est faite aujourd'l
e nous l'avons dit
les Dames fonction
3, d'une manière t
le la batellerie; n
cluses peut être a
cas. Sur les voies
ion ou en projet (c
rd...) on admet gé
ortes d'écluse sero
aliques. Il est aisé
s pression permet
ivement simple et

nant, nous somme
n et au savoir avec
its et chaussées, a
u projet de cet ouv

tobre 1881.

CHRONIQUE.

(Décembre 1883)

N° 69

LE DOUBLE, AUTOMOBILE

DES ÉCLUSES ET AUX GRANDS RÉSERVOIRS

DECŒUR, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

ouvrir et fermer rapidement, sous de grandes
larges orifices d'écoulement, on ne peut
simples de clapet ou de vanne d'un usage

emple, qu'il s'agisse de vider une écluse de
u moyen d'un aqueduc contournant les portes
section minimum de $0^m^2,7834$ correspondante
re à l'origine. — Si l'orifice de cet aqueduc,
u-dessous du niveau des eaux d'aval, était
pe simple de 1 mètre de diamètre, la pression
quer l'orifice dépasserait 3 140 kilogrammes,
appareil de levage très puissant et dont la
serait aussi longue et difficile que celle d'une

ulté en employant maintenant dans les nou-
vités ou projetées dans quelques services de
une sorte de vanne cylindrique logée dans un
s de la chambre des portes, et constituée par
osant sur la tête horizontale de l'aqueduc et
e supérieure au-dessus du niveau des eaux

ibré intérieurement par des contrepoids, et

n'étant soumis à aucune pression verticale effort avec un cric ordinaire, dont la manivelle évite les frottements dus à l'inégalité des pressions et l'écoulement de l'eau.

Mais, pour de fortes chutes, cet appareil brant, et, malgré les avantages qu'il présente, les systèmes de vannes au point de vue de la rapidité et de la fermeture parfaite des orifices, son emploi doit se généraliser.

Nous donnons ci-joint le dessin d'une soupape que nous avons imaginée pour remplacer les vannes, et qui paraît susceptible de diverses applications.

Description. — Cette soupape se compose d'un cylindre creux C, renfermant un fond mobile F, sur lequel s'ouvre l'aqueduc de vidange par le double anneau à vis.

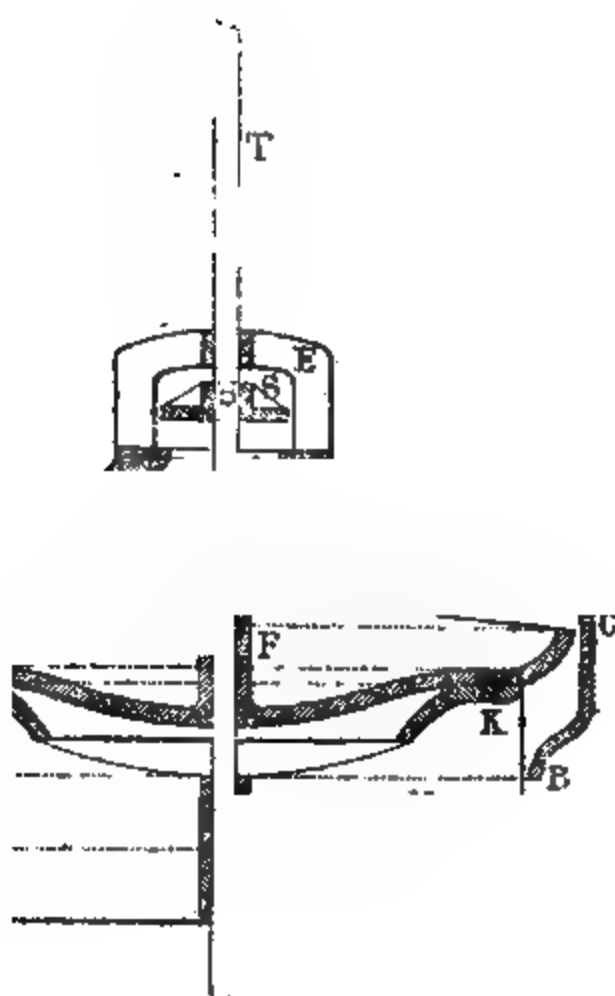
Le cylindre présente un rétrécissement à sa base en forme de cône tronqué avec courbes de raccord, facilitant l'écoulement de la soupape par la pression de l'eau. Il est percé d'un vercle D, percé d'un orifice central O, sur lequel est fixée une petite soupape S, fixée par une goulotte et une manœuvre T.

Cette tige verticale, qu'on pourrait prendre à volonté, lui donner plus de légèreté, se termine en une tige actionnée par un levier ou par la manivelle à six dents. Elle traverse la douille de la chapelle, le couvercle, la douille du fond mobile F, et la douille fixe ANK qui lui sert de guide dans le bas.

Le fond mobile, formant piston et chapeau de l'aqueduc, a un diamètre presque égal à celui du cylindre, et les nervures qui soutiennent le fond sont assez épaisses pour ne pas fléchir sous la charge qu'elles sont appelées à supporter quand la soupape est ouverte.

La rigidité du piston F est assurée par la forme de l'inclinaison du profil en dedans et en dehors. Sa position est bien fixée par la douille fixe ANK qui s'engage la tige T. Il peut ainsi glisser sans frottement dans le cylindre C, qui est guidé dans son mouvement par la douille de la chapelle E et les arêtes verticales.

Fonctionnement. — Quand la soupape est fermée, l'orifice O étant fermé, si on désigne par H les pressions extérieures au-dessus du plan d'eau d'aval et



placé sur la tête de l'aqueduc de vidange et relié par les nervures
anneau K.

à base rétrécie B s'appliquant sur l'anneau A.

percé d'un petit orifice O.

fixée sur le couvercle autour de l'orifice O.

hèle supporté par la pièce fixe ANK.

upape fixée par une goupille sur la tige de manœuvre T.

cercle D au-dessus du niveau des e qu'il y ait eu de l'air emprisonné si précédente manœuvre), la force qui siège est égale à son poids P , à pressions verticales sur les deux faces mesure, en tonnes de 1 000 kilogrammes de la pression de bas en haut sur qui a pour mesure $\pi (R^2 - r^2)$ rayons du cylindre C et du petit cercle D.

Comme la hauteur h doit être rapport à H , on voit que la pression est de $\pi r^2 H$.

Il suffit alors d'exercer sur la tige une traction égale à son poids p , augmentée de $\pi (r^2 - \rho^2) (H - h)$, pour lever la soupape, comme l'eau extérieure entrant librement, passer que difficilement autour du piston, l'aqueduc, l'égalité de pression tenant du couvercle D, la charge étant rapportée à l'anneau A.

La soupape se soulève donc immédiatement à la réaction verticale $\pi R^2 H$ dynamique autour de l'orifice O et équilibre les deux faces de couvercle qui agissent par ζ la perte de charge due au piston.

Il suffit que la soupape se soulève de son diamètre de base pour engendrer une pression égale à celle de la tête de l'aqueduc.

Supposons qu'elle ait une ouverture de diamètre de 1^m,20 sur 0^m,30 de hauteur. Son poids, sans compter la tige qui pèse guère 300 kilogrammes pour une épaisseur de 0^m,10, tandis que la réaction hydraulique est de 1 380 kilogrammes, dans le cas d'un débit d'eau autour du piston égal au débit de l'orifice O.

Or, en admettant un jeu de 1^m,198 de diamètre, on aurait, pour comparaison, sous la pression intérieure de 1^m,198, un élément de 0^m2,0057, et en donnant 0^m,01 à la tige T, on aurait pour

différence de pression ζ , une section d'environeur de la perte de charge ζ serait donc détermination :

$$\frac{\zeta}{H-h-\zeta} = \left(\frac{0,0037}{0,0300} \right)^2 = 0,015$$

action disponible pour le soulèvement de la sou-
t réduite que d'une fraction peu différente

$$= \frac{1}{20}$$

, ainsi d'une force de $1380^k - 69^k = 1311$ kilo-
ue suffisante pour déterminer l'ascension spon-
ape.

ssion à vaincre pour détacher la petite soupape S
le serait seulement de 160 kilogrammes pour une
4 mètres sur une surface annulaire de $0^m^2,04$,
recouvrement extérieur de $0^m,01$ sur les bords de

ans même équilibrer le poids de la tige T, on
ment la manœuvrer avec un cric ordinaire, qui
er la montée et à retarder à volonté la descente

que. — Grâce au frein hydraulique, constitué par
le OF au-dessus du piston, on n'a à craindre aucun
a manœuvre. Car, si la succion produite dans
e KB, compris entre le piston et le tronc de cône,
d la force ascensionnelle pendant que l'écoule-
l'aqueduc par la section annulaire AB, démasquée
e mouvement d'ascension est retardé à la fois par
amiques sur le couvercle, par la dépression pro-
s en raison de l'insuffisance de débouché de
r les frottements dus à la pression latérale sur le
de l'arrivée de l'eau.

'arrête d'ailleurs quand la partie conique vient
, et elle se maintient à ce maximum de hauteur
par suite de la succion due à la diminution de la
ment, elle soit sollicitée à redescendre sous
ante de son poids, mais avec le retard causé par
évacuation de l'eau au-dessus du piston.

marquer que la vitesse d'écoulement, qui est au
 $\sqrt{2}H$ décroît moins vite que la différence de

niveau H, et ne s'annule pas nécessairement, l'écoulement devant continuer sous la force vive de l'eau en mouvement. La soupape abandonnée à elle-même, qu'après que la différence de niveau est devenue nulle, à cela aucun inconvénient, puisqu'une telle soupape facilite l'ouverture des portes d'arrêt au retour d'eau dans l'aqueduc de vidage au besoin sous l'action de la presse mobile F.

Durée des manœuvres. — La durée se calcule approximativement en divisant le volume d'eau à évacuer par la section de l'orifice d'entrée de l'aqueduc moyen d'écoulement qui est à peu

près la même que celle de l'aqueduc n'a que peu de longueur et le bief d'aval. Avec deux appareils de ce genre rapportés à l'axe de l'écluse, les soupapes indiquées, et l'aqueduc étant la suite de l'orifice d'entrée, il ne faut que deux minutes pour vider une écluse d'environ 1 000 mètres cubes de capacité.

En employant pour le remplissage des soupapes de même grandeur placées dans la chambre des portes d'amont à une profondeur constamment couverte par les eaux d'aval, la seconde opération serait la même que celle de l'aqueduc de remplissage, débouchant les orifices noyés par les eaux d'aval, seraient et syphonneraient dès le début de l'opération, ayant d'ailleurs une force suffisante pour vaincre la résistance que pourrait offrir une cause quelconque se serait introduite.

Prix et détails de construction. — Nous avons calculé le prix de chaque soupape en place, soit un peu plus de la moitié du prix d'une vanne cylindrique de même diamètre et de même chute.

Pour de plus grandes chutes, l'écluse serait plus délicate.

Dans tous les cas, grâce au frein à chocs, notre soupape entièrement en fer a une grande solidité. Elle sera facile à transporter

manœuvre n'étant introduite qu'en dernier lieu, la soupape reposant librement sur la tête de l'aqueduc, sera suffisamment appliqué pendant l'ascension de la pression de l'eau sur le chapeau intérieur. Les contacts A et B, dressés au tour, assureront l'étanchéité parfaite de l'aqueduc sans l'emploi de joints destructibles, en sorte qu'il n'y aura à faire que l'entretien ordinaire.

verses. — Avant de livrer cette note à la publication nous avons expérimenté dans une caisse à eau le système de soupape, qui, quoique de construction imparfaite, a fonctionné conformément à nos vœux. Nous l'avons déposé à l'École des Ponts et Chaussées pour marquer la date de notre invention.

On autorise l'essai de cette soupape à la place des soupapes projetées dans les nouvelles écluses à canaux, nous pensons qu'on pourra rétrécir, d'après notre dessin, l'ouverture d'entrée des aqueducs de vidange, sans augmenter la largeur de la chambre, ni la durée des manœuvres d'eau, l'écoulement se faisant facilement autour de la soupape et dans la chambre bien évasée qu'elle démasque quand elle est soulevée, et n'étant pas gêné par la présence de l'air dans les tubes ouverts, retarde nécessairement l'écoulement des branches verticales des aqueducs d'amont. Nous proposons d'essayer aussi cette soupape pour remplacer les soupapes actuelles, employées dans les grandes écluses de dérivation, en lui donnant des dimensions doubles de celles indiquées dans notre dessin à l'échelle de $\frac{1}{20}$, et en

ouvrant le bas de la chambre par deux ouvertures latérales pour équilibrer les pressions latérales sur le cylindre de l'aqueduc sous la pression vive sur le couvercle.

Il faut voir que cette soupape peut en outre être employée comme soupape automobile pour maintenir un niveau constant dans les réservoirs.

On peut aussi placer sur la tige de manœuvre un flotteur à ressort obéissant au mouvement de la surface de la soupape, fonctionnant comme bonde de fond, suivant les mouvements de la petite soupape S, et ouvrant ou fermant l'aqueduc proportionnellement à l'élévation du niveau.

MÉMOIRES ET D

ploi de cet appareil autor
r à l'insuffisance des dévers
III

un très large aqueduc de v
re se feraient ainsi spontané
et sûre, et dans lequel les ea
seraient conduites assez l
. diminuer beaucoup les dan
plein au-dessus du dévers
linaire, la submersion totale
age par les affouillements du

3 décembre 1883.

rgue, Ingénieur en chef des
r la note suivante :
courbe de raccordement d
nées par les équations (1) e
, octobre 1883, p. 390, e
sous le nom de *Spirale-V*
as à peu près sous la mêm
ar la Garonne, 1868, 1^{er} sem
quation générale que M. Toi
t celle que j'ai donnée p. 53
a là un rapprochement qui
et que je crois utile de leur
urtay a reconnu l'identité si
s obtenus par les deux aute

ABLES

ES ET DOCUMENTS

PUBLIÉS

* SEMESTRE DE 1883.

ÈRE TABLE.

RTICLES PAR ORDRE D'INSERTION.

		NUMÉROS des planches.
en chef des p. et ch.	5	22
struction des ponts en Perse;		
, ing. des p. et ch.	23	18
ment parabolique; par M. Susini,		à 21
, et ch.	49	
lé de calcul du mouvement des		
édé Bruckner »; par M. Paul		
ve externe de l'École des p.		
.	54	
el appareil pour manœuvre et		
es de changement de voie par		
ystème Dujour)	63	
nts arrivés dans l'emploi des		
r en 1881	68	
uts comparatifs de l'exploitation		
r français d'intérêt local (années		
.	76	12
des traverses non imprégnées et		
ails en fer de la compagnie du		
chien; par M. Baum, ing. des		
.	77	
ence entre la navigation fluviale		
de fer en Allemagne; par		
es p. et ch.	79	

NUMÉROS des articles.	RAPPEL des cahiers.	INDICATION DES ARTICLES.	NUMÉROS des pages.	NUMÉROS des planches.
46	7	La poudre des mineurs.	84	
47	7	Matériel roulant des chemins de fer français. . . .	85	
48	7	Bulletin bibliographique d'ouvrages étrangers. . . .	86	
49	8	Discours de M. J. Bertrand, secrétaire perpétuel de l'Académie, aux funérailles de M. de la Gour- nerie, insp. gén. des p. et ch. en retraite, membre de l'Académie.	93	
50	8	Détermination précise de la stabilité des murs de soutènement et de la poussée des terres; par M. A. Gobin, ing. en chef des p. et ch.	98	
51	8	Explosion de la chaudière d'une grue locomobile à vapeur sur le chemin de fer d'Allevard au Cheylas; Rapport par M. L. Luuyt, ing. en chef des mines. Chronique (août) :	232	
52	8	Chemin de fer électrique de Portrush en Irlande. .	238	
53	8	L'approvisionnement d'eau et la canalisation de la ville de Trieste.	242	
54	9	Notice sur la construction des écluses accolées de Carrières-sous-Poissy, sur la Seine; par M. A. de Préaudeau, ing. des p. et ch.	245	25, 26
55	9	Etude sur les crues de l'hiver 1882-1883 dans le bassin de la Seine; par M. G. Lemoine, ing. en chef des p. et ch., et M. A. de Préaudeau, ing. des p. et ch.	314	26
56	9	Chronique (septembre) :		
57	9	Examen critique des systèmes d'exécution appliqués à la construction rapide des grands tunnels . . .	347	
58	10	Notice nécrologique sur M. Henry-Auguste Varroy, ing. en chef des p. et ch., Sénateur, ancien Mi- nistre des Travaux Publics.	353	
59	10	Compte rendu de la construction du chemin de fer de Busigny à Hirson; par M. Menche de Loisne, ing. en chef des p. et ch., et M. Vergnol, ing. auxiliaire des travaux de l'Etat.	357	27, 28
60	10	Note sur les raccords paraboliques de la voie en plan; par M. Tourtay, ing. des p. et ch. . . .	387	29
61	10	Note sur l'expropriation des marais de Fos; par M. Alfred Salles, ing. des p. et ch.	409	
62	10	Chronique (octobre) :		
63	10	Extrait d'une note de M. Braun, ingénieur civil, sur la gélivité des pierres de construction; par M. Chemin, ing. des p. et ch.	411	
64	10	Communication de M. de Lesseps sur l'état d'avan- cement des travaux de Panama.	413	
65	11	Expériences faites pendant et après l'Exposition d'électricité de Paris sur la lumière électrique, les		

TABLE RÉCAPITULATIVE

615

NUMÉROS des articles.	RAPPEL des cahiers.	INDICATION DES ARTICLES.	NUMÉROS des pages.	NUMÉROS des planches.
63	11	accumulateurs et le transport de la force; par M. Allard, insp. gén. des p. et ch.	417	30
64	11	Le concours de Bucarest en septembre 1883; par M. Ed. Collignon, ing. en chef des p. et ch. . .	465	
		Résumé d'articles publiés par la Société des ingénieurs civils de Londres, sur la poussée des terres; par M. Flamant, ing. en chef des p. et ch. . . .	477	30
65	11	Chronique (novembre) : Hydrologie. — Sur le prix de revient des grandes dérivations d'eau en Italie et en France; Note de M. A. Dumont	553	
66	11	Navigation fluviale, touage par chaînes sans fin; Note de M. Dupuy de Lome.	536	
67	12	Note sur le prix de revient des transports sur les chemins de fer en France; par M. Ch. Baum, ing. des p. et ch.	543	
68	12	Note sur un pont mobile dit pont oscillant construit à l'écluse des Dames (canal du Nivernais); par M. B. de Mas, ing. en chef des p. et ch.	595	31,32
69	12	Chronique (décembre) : Note sur une soupape double, automobile, applicable aux écluses et aux grands réservoirs; par M. Decœur, ing. des p. et ch.	605	

NÉMOIRES ET DOC

DEUXIÈME T.

DES MATIÈRES PAR

A	(2) N ma cha
ces faites pendant et d'électricité de Pa- e électrique, les ac- le transport de la 64.	(3) T de frai et
r (Accidents arrivés s), pendant l'année	(4) N imp en
(L') d'eau et la ca- lle de Trieste, p. 242	Aut (CH
3	(5) N nav fer (CH
durée des traverses et sur l'usure des compagnie du Nord- p. 77 (Chr.).	(6) M fran
ence entre la navi- les chemins de fer 79 à 83 (Chr.).	(7) Cl trus
revient des trans- ms de fer en Franco,	(8) Co chei par p. 3
ours aux funérailles meric, p. 93 à 97. ages anglais, p. 86; ; italiens et espa-	(9) No lique p. 3 (10) N tran Frar COLLI
la poussée horizon- de sable, à propos M. Darwin, p. 494. a.	de l pont CAUES de l et de
le note de M. Braun ierres de construc-).	DARWE DECEU
ce nécrologique de M. Varroy, p. 353.	' autot aux j
ement parabolique; 19.	DIEULA des j

TABLE ANALYTIQUE.

ns de fer.
Hydrologie.
ir Navigation.
non imprégnées de
(hr.).

ECLUSE (Type d') adopté pour le canal de l'Escaut à la Meuse. Note par M. Quinette de Rochemont, p. 5.

— accolées de Carrières-sous-Poissy, sur la Seine. Note sur la construction, par M. de Préau, p. 245.

EXPLOSION d'une chaudière d'une grue à vapeur sur le chemin de fer d'Allevard au Cheylas. Rapport de M. L. Luyt, p. 252.

EXPROPRIATION des marais de Fos. Note par M. Alf. Salles, p. 409.

F

FLAMANT. Résumé d'articles publiés par la Société des ingénieurs civils de Londres sur la poussée des terres, p. 477 à 532.

G

GAUDARD (J.). Note sur le mémoire de M. Darwin, sur la poussée horizontale d'une masse de sable, p. 525.

GÉLIVITÉ des pierres de construction. Analyse d'une note de M. Braun, p. 411 (Chr.).

GOBIN (A.). Détermination précise de la stabilité des murs de soutènement et de la poussée des terres, p. 98 à 231.

GOURNERIE (De la). Voir J. Bertrand.

H

HYDROLOGIE. Sur le prix de revient des grandes dérivations d'eau en Italie et en France. Note de M. A. Dumont, p. 555 (Chr.).

L

LEMOINE (G.) et A. DE PRÉAU. Etude sur les crues de l'hiver 1882-1883 dans le bassin de la Seine, p. 314 à 546.

LESSEPS (De). Communication sur l'état d'avancement des travaux de Panama, p. 415 (Chr.).

LEVY (Paul). Note sur un procédé de calcul du mouvement des terres dit « Procédé Bruckner », p. 54 à 62.

LUMIÈRE ÉLECTRIQUE, les accumulations et le transport de la force. Expériences faites à l'Exposition d'électricité Paris, par M. Allard, p. 417.
LUYT (L.). Rapport sur l'exploration de la chaudière d'une grue locomotive à vapeur sur le chemin de fer Allevard au Cheylas (Isère), p. 252.

M

MAS (De). Note sur un pont mobile oscillant construit à l'écluse des Dames (canal du Nivernais).

MENCHE DE LOISNE et VERGNOL. Rendu de la construction du chemin de fer de Busigny à Hirson, p. 386.

MICHALOWSKI. Voir Poudre des mines.
MOUVEMENT des terres (Note sur le calcul du); par M. I. p. 54.

MURS de soutènement (Détermination de la stabilité des). Voir Gobin.

N

NAVIGATION fluviale, tonnage par sans fin. Note de M. Dupuy de Lôme, p. 556.

NÉCROLOGIE. Discours de M. J. P. aux funérailles de M. de la G. p. 93.

— Notice sur M. H. A. Varroy de la notice de M. Picard), p. 3.

P

PANAMA (État d'avancement des travaux). Communication de M. de L. p. 413 (Chr.).

PONT mobile, dit pont oscillant à l'écluse des Dames (canal du Nivernais). Note par M. de Mas, p. 386.

PONTS en Perse (Notice sur la construction des); par M. Dieulafoy, p. 556.

PONT sur le bas Danube (Établissement d'un). Voir Collignon.

POUDRE des mineurs (La), p. 84.

POUSSÉE des terres et stabilité des murs de soutènement. Notice par M. I. p. 54.

POUSSÉE des terres (Résumé de la); par M. Flamant, p. 477 à 532.

PRÉAU (De). Notice sur la construction des écluses accolées de Carrières-sous-Poissy, sur la Seine, p. 245.

— Et G. Lemoine. Etude sur les crues de l'hiver 1882-1883 dans le bassin de la Seine, p. 314 à 546.

PRIX de revient des transports

MÉMOIRES ET DI

en France. Note de 30

Q

HEMONT. Note con-
d'écluse adopté pour
aut à la Meuse, p. 5

TO

R

abolique. Note par
n. Note par M. Tour-

Ta

Tu

S

ote sur l'expropria-
e Fos, p. 409.
omobile, applicable
x grands réservoirs.
eur, p. 605 *Chr.*).
de soutènement et
l. Notice par M. Co-

Us

VA

VE

ADDITIONS ET ERRATA

au Mémoire de M. GOBIN, Ingénieur en chef

DE LA STABILITÉ DES MURS DE SOUTÈNEMENT ET SUR LA POUSSÉE DES TERRES
publié dans le cahier d'août 1883, p. 98.

Page 147. Dans la formule qui suit celle marquée (4 bis) introduire le facteur t dans le terme $\frac{\overline{OB^2}}{2}$.

Page 201. 3^e ligne en remontant, *au lieu de* : soit 2^k,430, *lire* : 2^k,330.

Page 227. Compléter le dernier alinéa, 4^e ligne en remontant, par ce qui suit :
... si la surface supérieure est horizontale.

Comme on doit admettre que les grains de sable s'appuient les uns sur les autres suivant une foule d'inclinaisons, depuis la verticale jusqu'à celle du talus naturel que nous avons seule considérée jusqu'ici, on est conduit à dire que, si la surface supérieure n'est pas horizontale, la pression sur un point de la base d'appui est proportionnelle au volume d'un cône circulaire droit ayant ce point pour sommet et, pour base, la surface interceptée à la partie supérieure du massif par des génératrices faisant avec l'horizon l'angle du talus naturel.

Un tas de sable de section triangulaire exerce donc sur sa base une pression qui sera nulle sur les bords, et maximum au milieu.

ERRATA dans le numérotage des Mémoires des cahiers d'août
et de septembre 1883.

Page 238. Au lieu de : n° 47, lisez : n° 51.

Page 242. Au lieu de : n° 48, lisez : n° 52.

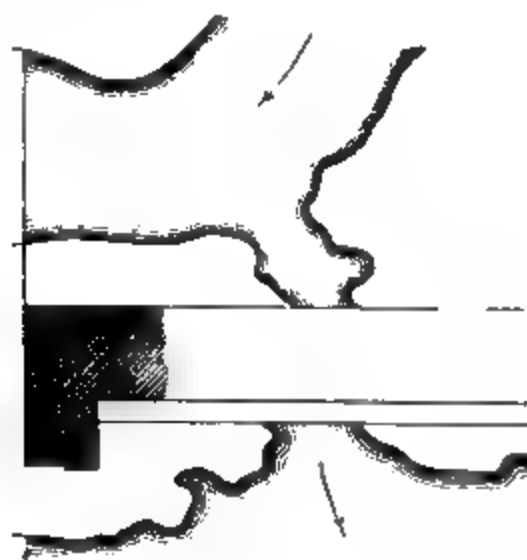
Page 245. Au lieu de : n° 49, lisez : n° 53.

Page 314. Au lieu de : n° 50, lisez : n° 54.

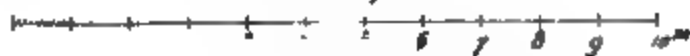
Page 347. Au lieu de : n° 51, lisez : n° 55.



Plun général



Echelle 1:1000 pour mètre



Tracé par E. Pétel

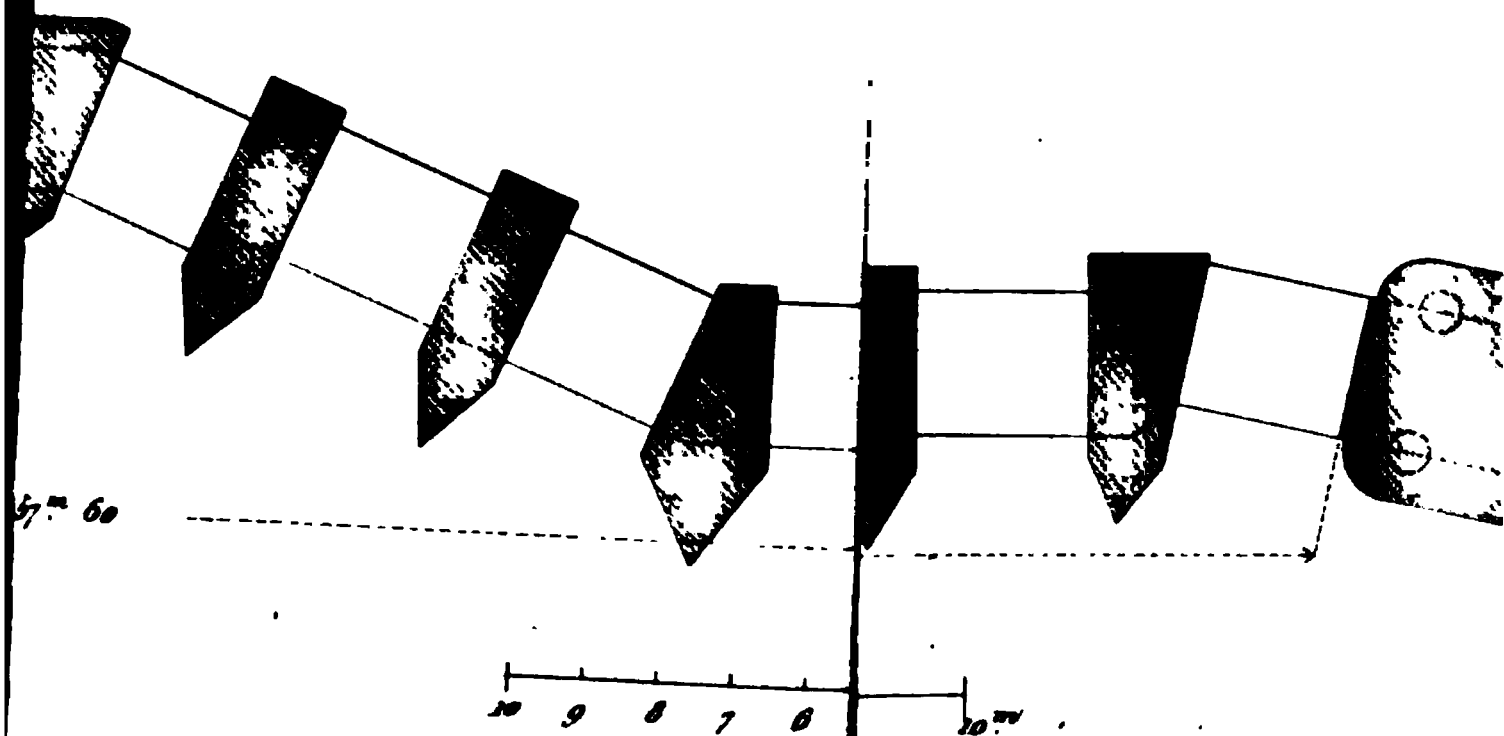
Grave par E. Perot



*Eclairis
Elevation*



Fig. 4. Plan



Gravé par F. Pérot

S PONTS EN PERSE

1883 Pl 21

Verdi Khan

B Fig 3. Ca



—

;

.

1883 P1 22



Visée à 0.5 pour 1 mètre.





Schelle der P

+
—
—

Fig 13 Coupe en travers du bayer commun

Epure

Fig 14 Coupe en travers du bayer de terre

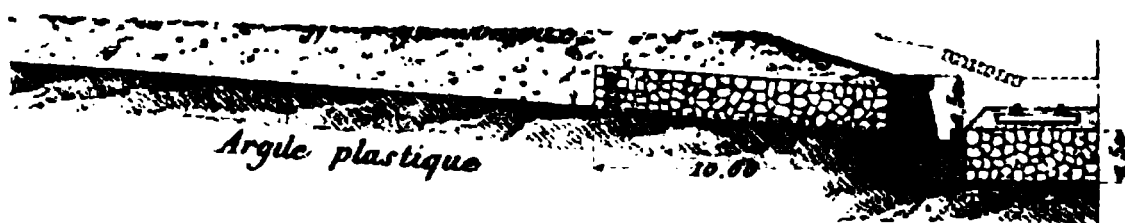
1883

Journal de la Seine

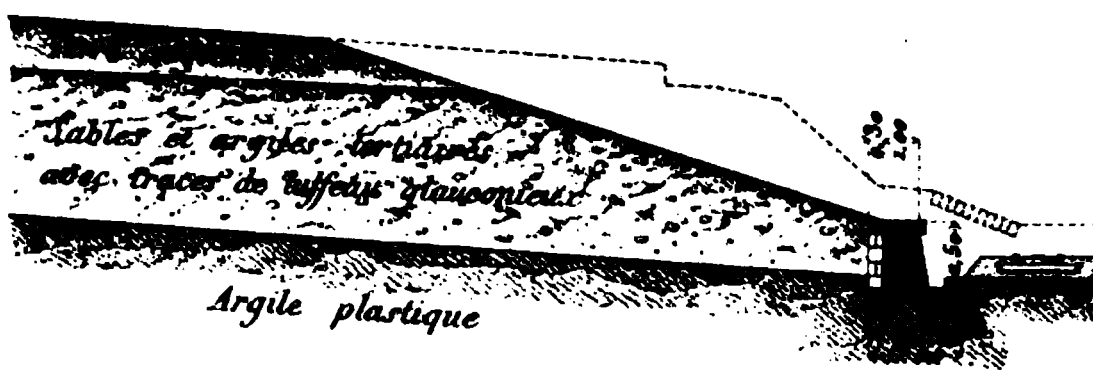
Janv. 1883

31 5 10 15

Disq. à Venette
rès Compiègne
Rebelle d'aval
Superficie du bas
5308 Hl q.



B Fig. 7. Coupe entre deux éperons



le A de 0^m 004 p^r 1^m

800

20

30 m

le B de 0^m 002 p^r 1^m

80

30

60

50 m

Gravé par R. Pérot



B Fig. 9. Coupe transversale prise entre deux éjections

Ch¹² | Ch¹² Lateral



vue par B' Perot

B Fig. 3.
Détail d'un puits de visite



Fig. 6

(Bougie Tallochkoff) (Lampe à incand. Maxim)

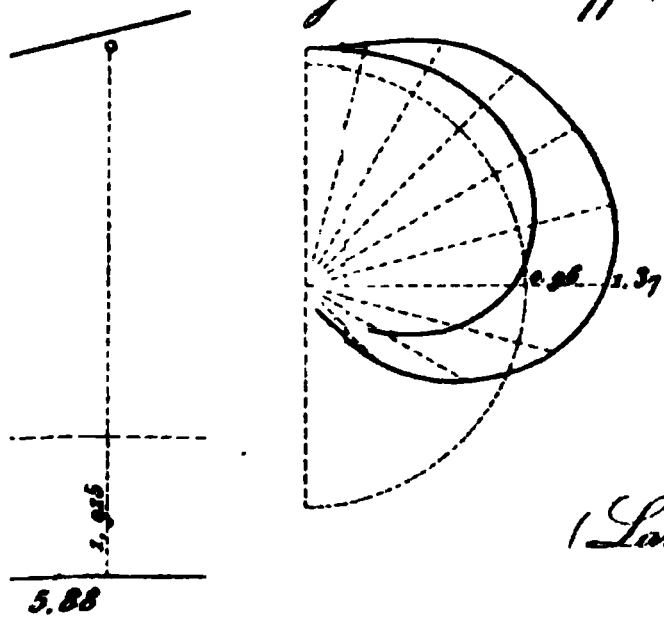
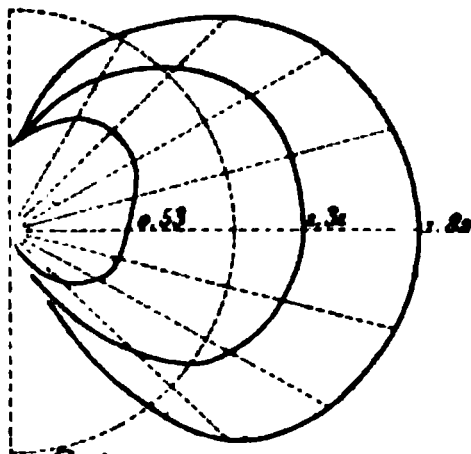


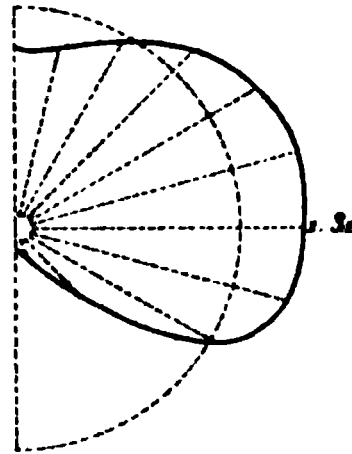
Fig. 7



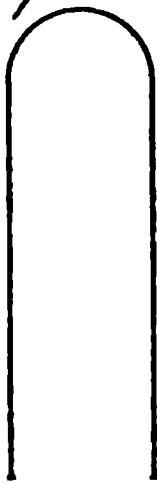
(Lampe Edison)

Fig. 8

(Carcel)



(Lampe Maxim)



(Lampe Lane Fox) (Lampe Swan)

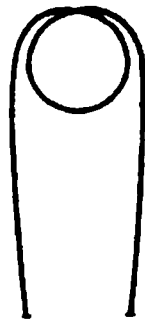
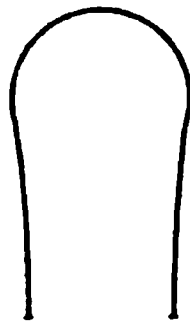


Fig. 9. Forme des charbons des quatre lampes à incandescence

Fig. 19.

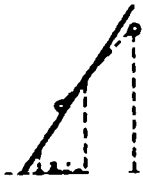


Fig. 20

